

Beton- und Stahlbetonbau

(früher „BETON u. EISEN“)

45. Jahrgang

Berlin, Januar 1950

Heft 1

VORWORT

Die nunmehr wieder erscheinende Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ will den Weg ihrer Erfolge von 1901 — 1945 fortsetzen. Sie will anknüpfen an eine Zeit, in der die von ihr geförderte Bauweise aus kleinen Anfängen, aus zögernden Tastversuchen auf theoretischem wie praktischem Gebiet sich entwickelt hat zu jenem Baustoff, der heute wie kein zweiter geeignet ist, Ingenieurbauwerke größten Umfanges wie Brücken, Hallen, Talsperren, Hafenanlagen, Staustufen, Autobahnen, Hochhäuser und Kraftwerke zu erstellen, der aber auch in seiner abgewandelten Form als Leichtbeton eine unersetzbare Hilfe im Wohnungs- und Siedlungsbau geworden ist.

Aber je tiefer wir in das Werden und Sein einer Materie eindringen, desto mehr lernen wir erkennen, wieviel Geheimnisse und Rätsel sie uns bei ihrer Bewältigung aufgibt. So werden auch die Wege bis zum vollendeten Betonbau noch weit sein, viel weiter als sie sich vor unseren Augen abzeichnen; eine Tatsache, über die wir Ingenieure nur glücklich sein dürfen; denn es gibt keine schönere Aufgabe für uns schaffende und strebende Menschen, als immer weiter einzudringen in die Möglichkeiten der Technik, immer wieder im Zusammenwirken unserer Kräfte neue Lösungen zu finden, die leztlich mit dazu beitragen, unsere Lebensform schöner zu gestalten.

Für diese Aufgabe will uns die Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ gutes Werkzeug liefern. Sie kann dabei auf ihre Erfahrung und auf ihre Tradition in den vergangenen 45 Jahren zurückblicken. Diese Vorteile fördern und verpflichten aber gleichermaßen. Sie verpflichten zu einem hohen geistigen Niveau ihrer Arbeit, die ebenso unabhängig sein soll von Zeit und Geschmacksströmungen, wie von persönlicher Werbung und Propaganda. Hier soll jeder zu Wort kommen, der der Fachwelt etwas wirklich Neues und Gutes zu berichten hat, auch dann, wenn diese Ideen ausbrechend aus dem Kreis unserer bisherigen Überlegungen ins Neuland vorstoßen. Nur im Streit der Gedanken reift das Neue heran.

Möge es dieser Zeitschrift gelingen, diesem Ringen und Streben unserer Betonbauingenieure stets eine würdige Gestalt und einen echten Gehalt zu geben.

Dr.-Ing. Hans Minetti

Vorsitzender
des Deutschen Beton-Vereins (e.V.)

UM GELEIT!

Als im Jahre 1945 die Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ einst mit Beilage „Der Bautenschutz“, die zuletzt mit der Bauingenieurzeitschrift „Die Bautechnik“ vereinigt worden war, infolge des Zusammenbruches ihr Erscheinen einstellen mußte, war nicht abzusehen, wann es wohl möglich sein würde, dieses anerkannte deutsche Fachblatt, das von Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Walter Nakonz, dem langjährigen Vorsitzenden des Deutschen Beton-Vereins (e.V.), anlässlich seines 40jährigen Bestehens im Jahre 1941 als „Das Organ des deutschen Beton- und Stahlbetonbaues“ bezeichnet worden war, für den Wiederaufbau Deutschlands wieder zur Verfügung zu stellen. Seit Wiederausgehen der Zeitschrift „Die Bautechnik“ im Herbst 1947 wurde „Beton- und Stahlbetonbau“ daher vorerst mit dieser vereinigt. Nach nunmehr fast sechsjähriger Pause können wir der deutschen Fachwelt das erste Heft des 45. Jahrganges vorlegen.

Unter ihrem Begründer, Oberbaurat Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. ehr. Fritz von Emperger, Wien, der die Zeitschrift „Beton u. Eisen“ im Jahre 1901 ins Leben rief und bis zum Jahre 1922 glänzend geleitet hat, und seinem bewährten Nachfolger in der Schriftleitung, Professor Dr.-Ing. Adolf Kleinlogel, Darmstadt, hat die Zeitschrift einen hervorragenden Beitrag zur Entwicklung der Stahlbetonbauweise geleistet. Die bedeutendsten Fachleute des In- und Auslandes gehörten zu ihren Mitarbeitern und behandelten in ihren Spalten alle Fragen der Stahlbetonbauweise, sei es die Beschreibung bedeutender Bauwerke, seien es statische Fragen, das Versuchswesen, die amtlichen Bestimmungen oder Bautenschutz u. a. m. Hervorgehoben sei, daß seit Übernahme des Verlages der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ im Jahre 1905 durch unseren Verlag Geheimrat August Laskus, Berlin, verstorben am 20. Dezember 1946, lange Jahre hindurch nicht nur einen beratenden, sondern auch einen sehr wichtigen Anteil an der Gestaltung der Zeitschrift hatte.

Es ist uns heute beim Wiedererscheinen von „Beton- und Stahlbetonbau“ ein Herzensbedürfnis, die Verdienste dieser um die Entwicklung der Zeitschrift hochverdienten Männer an dieser Stelle ganz besonders zu würdigen. Dies gilt auch für Oberbaudirektor Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, der seit Juli 1943 und in der Zeit, als die Zeitschrift mit der „Bautechnik“ zusammengelegt werden mußte, die Schriftleitung übernommen hatte.

Zu unserem aufrichtigen Bedauern ist es Oberbaudirektor Dr. Lohmeyer nicht möglich, die Schriftleitung unserer Zeitschrift wieder zu übernehmen. An seiner Stelle hat Reg.-Baumeister a. D. Erich Bornemann, Wiesbaden, der Geschäftsführer des Deutschen Beton-Vereins, die Schriftleitung übernommen. Reg.-Baumeister a. D. Johannes Peters, Schriftleiter der Zeitschrift „Die Bautechnik“, wird ihn dabei unterstützen. Wir bitten, das bisher der Zeitschrift entgegengebrachte Vertrauen auf die neuen Schriftleiter zu übertragen, damit auf der bisherigen Grundlage in verständnisvoller Zusammenarbeit unsere Fachzeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ ihre Aufgabe voll erfüllen kann.

Es wird unser Ziel sein, der Zeitschrift den alten Rang wieder zu verschaffen. Hierzu jedoch bedarf es der regen Mitarbeit der Fachkollegen, der Gelehrten und der Praktiker. Wir rufen sie heute auf, uns durch Zurverfügungstellung von wertvollen Beiträgen und Anregungen zu unterstützen. Der Verlag Wilhelm Ernst & Sohn wird sein Möglichstes tun, die Zeitschrift so auszustatten, daß sie auch äußerlich dem inneren Gehalt entspricht. Auch künftig wird die wissenschaftliche Weiterentwicklung der Beton- und Stahlbetonbauweise große Fortschritte machen. Entgegen der noch bis vor wenigen Jahren teilweise verbreiteten Meinung, daß die Entwicklung des Stahlbetons ihren Höhepunkt erreicht habe, wird die Wissenschaft und Forschung im Zeichen des Schalenbaus, des vorgespannten Betons, des Meinungskampfes um das n-freie Berechnungsverfahren, der Stahlbetonfertigteile, des Leichtbetons usw. auch in der Zukunft vor große Aufgaben gestellt sein und der Betoningenieur immer neuen Möglichkeiten und Anwendungsgebieten gegenüberstehen. Auch den vielen Fragen des Bautenschutzes wird „B. u. St.“ Rechnung tragen, um zu gegebener Zeit auch die Fachzeitschrift „Der Bautenschutz“ wieder als selbständige Zeitschrift herausbringen zu können.

Der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ wird hierbei die Aufgabe zufallen, Mittler und Wegbereiter zu sein. Schriftleitung und Verlag werden keine Mühe scheuen, dies Ziel zu erreichen. Dieser Aufgabe soll auch die „Zeitschriftenschau“ dienen, die über besonders hervorragende Veröffentlichungen des In- und Auslandes auf dem Gebiete des Betons und des Stahlbetons unterrichten wird. Mit unseren Mitarbeitern und Lesern aber hoffen wir, daß die wirtschaftliche Erholung es dem deutschen Betonfachmann baldmöglichst gestatten werde, seine ihm ans Herz gewachsene Bauweise wirkungsvoll für den Wiederaufbau einzusetzen.

Wiesbaden und Berlin, Januar 1950.

Verlag

Schriftleitung

Die Heilbronner Kanalhafenbrücke vom Jahr 1931

Von Regierungsbaumeister Albert Kaiser, Stuttgart

Einhalb Jahre nach der Zerstörung der Heilbronner Kanalhafenbrücke (Abb. 1), nur 13 Jahre lang dem Verkehr diente, wurde mit ihrer Wiederherstellung im November 1948 wiederum durch die Wayß & Freytag A.-G., Niederlassung Stuttgart, begonnen. Sie soll nach neuen konstruktiven Gedanken in ähnlicher Weise wiedererstanden. Es gibt Veranlassung, das bisher nur in Teilberichten¹⁾ beschriebene Bauwerk in einer umfangreichen Darstellung festzuhalten. Über die neue Brücke wird in einem späteren Heft berichtet werden.

Der Aushub wurde zur Anschüttung der Uferdämme am Kanal und zur teilweisen Trockenlegung des alten Karls-Hafens verwendet. Den notwendigen Grund und Boden stellte die Stadt Heilbronn im Wert von $\frac{1}{2}$ Million RM unentgeltlich zur Verfügung. Das ganze Projekt war zu 8 Millionen RM veranschlagt.

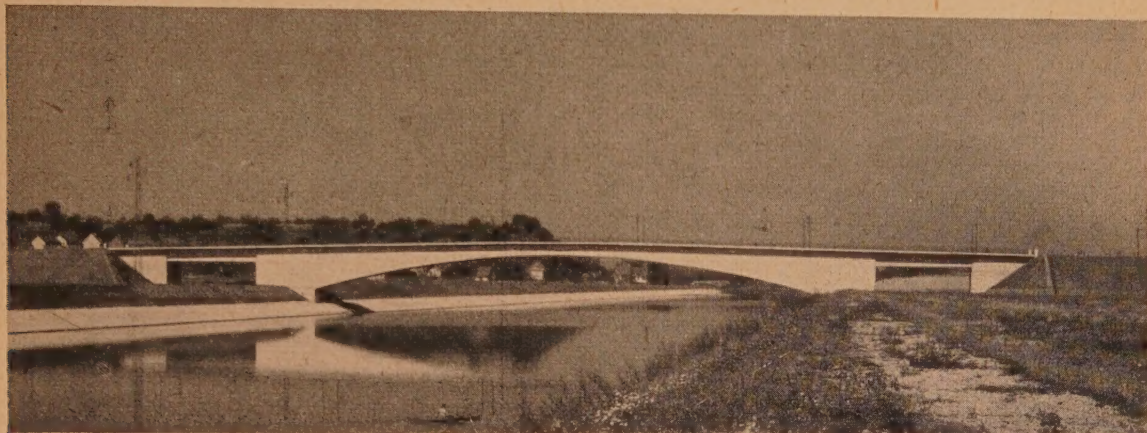


Abb. 1. Kanalhafenbrücke Heilbronn 1931.

gemeines

Nach langen Verhandlungen mit den zuständigen Verwaltungen des Reiches und des Staates Württemberg leitete der Vorstand der Neckarbaudirektion Stuttgart, Strombaudirektor Dr. Ing. h.c. Konz, den ersten Teilausbau des Neckardurchstichs bei Heilbronn im Frühjahr 1931 als Notstandsarbeit ein. Diese Arbeiten umfaßten die Herstellung der unteren Hälfte des Durchstichs (Lageplan Abb. 2)

Der Neckardurchstich kreuzt die Staatsstraße Heilbronn-Neckargartach, die zu überführen war, wofür eine große Brücke mit 2 Seitenöffnungen sowie zwei Durchlässe für Hafengleise und die Hafenstraße notwendig wurden.

In Vorbereitung der Ausschreibung für die Kanalbrücke wurden vom Technischen Amt der Neckarbaudirektion verschiedene Entwürfe in Beton, Stahlbeton und Stahl ausgearbeitet und die Bau-



Abb. 2. Lageplan.

1,2 km Länge für 1200-Tonnenschiffe mit 80,0 m Sohlen- und 20 m Wasserspiegelbreite bei 3,30 m Tiefe. Es waren über 1,3 Millionen cbm Aushub zu leisten, die etwa 120 000 cbm Fels enthielten.

- Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., II, 2 S. 509ff. Stuttgart 1933, Konrad Wittwer.
- Mitteilungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 1933, S. 26.
- Die Autobahn 1934, Heft 7, S. 255.

kosten ermittelt, mit dem Ergebnis, daß eine Stahlbetonbrücke für die Ausführung am günstigsten erschien. Fünf größere Firmen wurden zu einer engeren Ausschreibung zugezogen, bei der auch Sonderlösungen zugelassen waren.

Systemwahl

Von der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Stuttgart, wurde unter anderem eine Dreigelenkbogenscheibe mit nur 1 Öffnung von



Abb. 6. Brückenuntersicht.

ige 23 t-Dampfwalze, Außenbahnzug mit 2 Angern mit Achslasten 8,3 bzw. 5,6 t und Schengendränge von 500 cm² sowie die „Berechnungsgrundlagen Ausgabe 1940“ für Massivbrücken den zulässigen Spannungen $\sigma_b = 75 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_o = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Für die Fahrbahnplatten wurde ein Stoßzuschlag von 40% berücksichtigt, während der für den großen Bogen mit über 70,0 m Spannweite wegfiel. Die Stoßkräfte für die Seitenöffnungen betrug 1,30.

Die Fahrbahnplatte hat an den Außenfeldern Vouten 60 cm und ist deshalb veränderlichem J und wegen der entlastenden Bewehrung mit halber Einwirkung in den Randgerne gerechnet worden. Die zulässigen Spannungen betragen 75 bzw. 1200 kg/cm² und

der Schub 6 kg/cm² werden nirgends überschritten. Die Bewehrung ist in Abb. 7 dargestellt.

Die Momente aus Eigengewicht wurden für die Hauptöffnung innerlich ermittelt und zeichnerisch mit Hilfe der Stützlinie

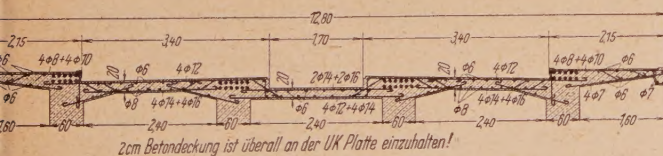


Abb. 7. Bewehrung der Fahrbahnplatte.

geprüft. Um die Randspannungen infolge Nutzlast zu erhalten, werden die Einflußlinien für die Kernmomente des Rechteckquerschnittes der Träger aufgetragen und ausgewertet und für die Dimensionierung die Maximalwerte auf die einmal festgelegten Punkte bezogen.

Für die Schubspannung sind bei nur gedrückten Querschnitten die schieben Hauptzugspannungen maßgebend, die für jeden Schnitt der Zugrundelegung derjenigen Laststellung ermittelt wurden,

durchgeführt, um die Rohrleitungen für Gas und Wasser sowie die Kabelleitungen gegen Sicht von unten zu verdecken. (Abb. 6). Die Fahrbahn steigt mit 2,2% symmetrisch zum Scheitel an und ist dort mit einem Halbmesser von 1000 m ausgerundet.

Statische Untersuchung

Die statische Berechnung wurde ausführlich und sorgfältig durchgeführt. Maßgebend waren die Lasten für Brückenklasse I nach DIN 1072 für die da-

welche die größte Querkraft ergibt. Sie wirken unter dem Winkel φ zur Horizontalen entsprechend der Bedingung $\text{tg } 2\varphi = -\frac{2\tau}{\sigma}$.

Die Laststellung für $Q_{\max}$ ergibt aber nicht gleichzeitig den Größtwert von τ_o , weshalb in einer besonders hierfür abgeleiteten Formel in einem senkrecht zur Zugseite geführten Schnitt

$$b \cdot \tau_o = \frac{Q}{z} - \frac{N}{z} \cdot \text{tg}(\alpha - \delta) - \frac{M_b}{z^2} \cdot \text{tg}(\alpha - \delta) \quad (4)$$

die Werte für N und M_b nur soweit in Rechnung gestellt wurden, als sie von der Belastung durch Eigengewicht herrühren. Bei den Querschnitten, in denen die Mittelkraft außerhalb des Kerns fällt, wurden die entsprechenden Ermittlungen graphisch durchgeführt. Die Bewehrung der mittleren Bogenscheibe zeigt Abb. 8.

Auf Wind wurde die Brücke für 150 kg/m² für die innerhalb der Bogenöffnung belastete Strecke einschl. eines 2,0 m hohen Verkehrsbandes gerechnet, während der Windeinfluß für die Ausleger außerhalb der Kämpfergelenke ungünstigerweise fortgelassen wurde. Diese Berechnung wurde vor allem zur Ermittlung der größten Beanspruchungen der Kämpfergelenke durchgeführt. Die Brücke wurde für die Übertragung der Windkräfte innerhalb der Kämpfer als Horizontalträger aufgefäßt, der aus der Fahrbahnplatte und der gekrümmten unteren Platte des Kastenquerschnitts gebildet wird und an der Kämpfergelenklinie eingespannt ist. Die Größt-

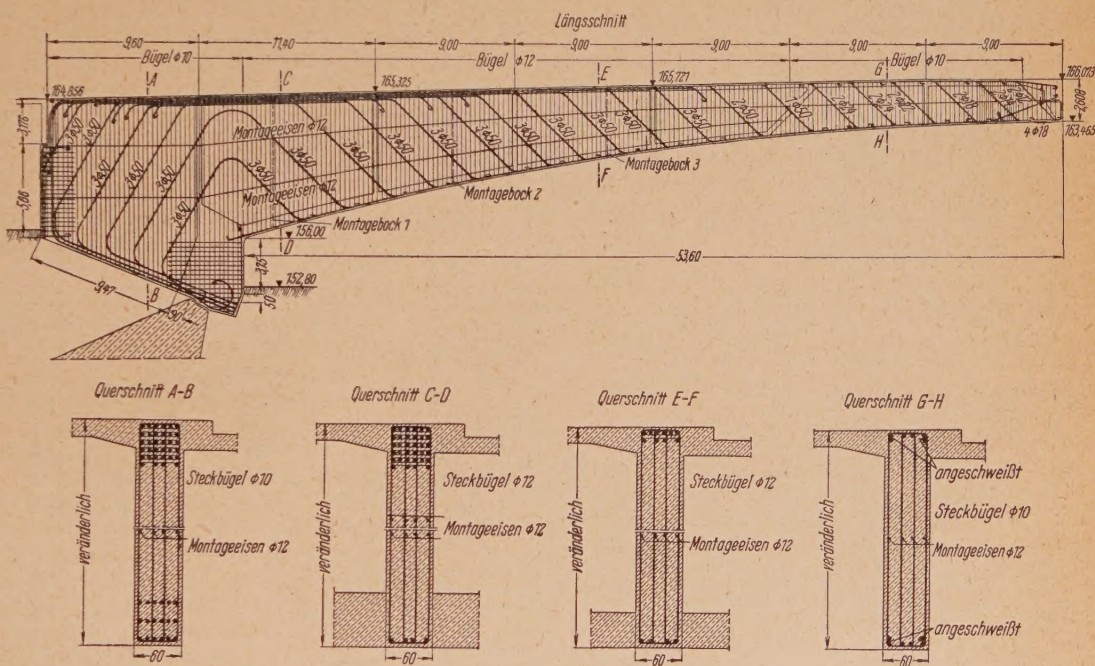


Abb. 8. Bewehrung der mittleren Bogenrippen.

momente in Bezug auf die Kämpferlinie wurden aus den in Lamellen eingeteilten Windkräften, multipliziert mit den Horizontal- und Vertikalabständen von der Kämpferachse, erhalten⁵⁾. Die Horizontalkomponente des Einspannmoments beträgt rd. 1000 tm, die Vertikalkomponente rd. 900 tm. Diese wurden zu einer Mittelkraft senkrecht zur Neigung der Gelenkachse vereinigt und das Gesamtmoment auf die einzelnen Gelenkstücke den verschiedenen Abständen der Gelenkmitten entsprechend verteilt. Die Zusatzkräfte wurden damit für die Randrippen $\pm 136,9 \text{ t}$ bei 3,0 m und für die Innenrippen $\pm 45,8 \text{ t}$ bei 1,5 m Abstand. Die zusätzliche Querkraft je Rippe aus der Summe aller Windkräfte betrug $\frac{80}{4} = 20 \text{ t}$. Im Scheitel treten jedoch nur Normalkräfte auf. Die

Weiterleitung der Zusatzkräfte der Kämpfergelenke auf die Fundamentsohle wird durch die Reibung in der Fundamentfläche und durch die den Fundamentkörper landseits abgrenzenden senkrechten Einbindeflächen in der Lettenkohle vorgenommen.

⁴⁾ s. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., II, 2, S. 515, Stuttgart 1933, Konrad Wittwer.

⁵⁾ Mörsch, Statik der Gewölbe und Rahmen, Teil A, S. 294 ff. Stuttgart 1947, Konrad Wittwer.

Es sei noch kurz die Ermittlung der Zugbewehrung im unteren Teil der Ausleger erwähnt, die über die Kämpfergelenke bis zur senkrechten Leibung beim Leinpfad geführt ist. Man ging von der resultierenden Gelenkkraft aus, die von unten her auf die kragartigen Rahmenbinder wirkt. Aus dieser Anschauung erhielt man die Bewehrung mit $18 \phi 50$ mm, die zu einer Ankerplatte von 6 cm Stärke zu führen war, die nahe der lotrechten inneren Leibung untergebracht ist (Abb. 9).

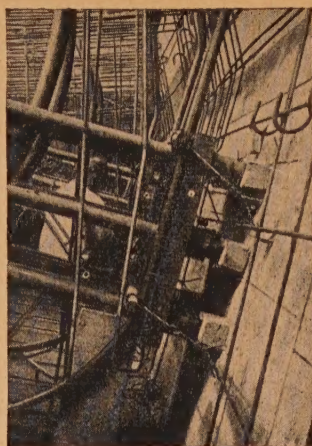


Abb. 9. Verankerung der unteren Auslegerbewehrung.

Bogenwiderlager

Die Bogenwiderlager wurden 9,75 m unter dem alten auf + 154,50 liegenden Gelände auf Kalk- und Dolomithänken der Lettenkohlenformation gegründet. Sie greifen kanalseitig 3,75 m und landseitig 2,75 m in den Felsen ein. Die größte Kantenpressung in der Fundamentfuge beträgt im ungünstigsten Lastfall ohne Berücksichtigung des Auftriebs $5,02 \text{ kg/cm}^2$ und mit Auftrieb $4,70 \text{ kg/cm}^2$.

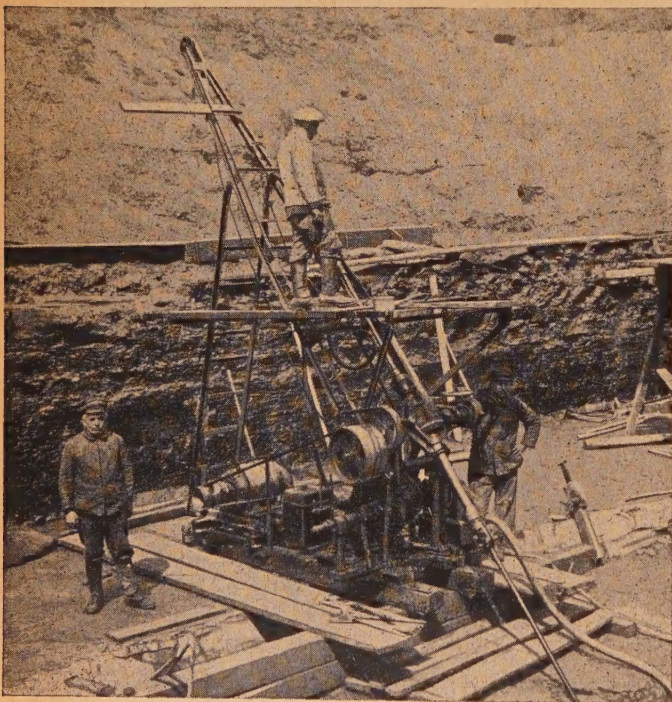


Abb. 10. Bohrgerät.

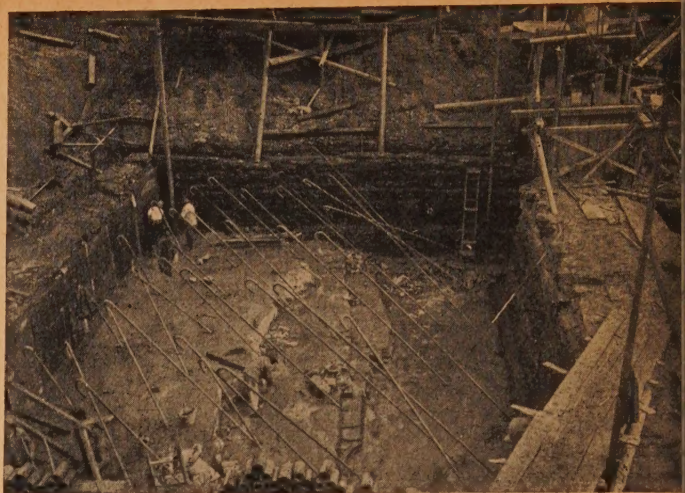


Abb. 11. Verankerung der Bogenwiderlager.

Durch Sondierungen wurde festgestellt, daß die etwa waagrecht gelagerten Felsschichten wechselnde Festigkeiten hatten, so daß trotz der verhältnismäßig günstigen Neigung der Schlußkräfte ein Abschieben der Felsbank in Höhe der Sohle zu befürchten war. Die an der Widerlagerrückwand anstehenden Schichten waren dünn und teilweise locker und außerdem mit Ton und Mergel durchsetzt, so daß die Aufnahme der waagerechten Schlußkraftkomponente nicht mit Sicherheit gewährleistet war. Prof. Mörsch hatte deshalb eine Verankerung der Widerlager mit den tieferliegenden Felsschichten durch schräge Rundeisenanker $\phi 50$ mm von 6,0 bis 7,0 m Einbindetiefe vorgeschlagen, die satt mit Zementmörtel durch die August Wolfsholz A.-G., Berlin, unter Druck ausgepreßt wurden⁶⁾. Es wurden in jedem Widerlager 6 Ankerreihen mit abwechselnd 10 und 11 Eisen ausgeführt.

Das Grundwasser enthielt gebundenes Chlor-Calcium, weshalb man zum Schutze der Widerlagerkörper eine ringsum laufende Dichtung mit Tropical-Gewebe vorsah. Einzelne Stellen starker Wasserzutritts wurden mit Tricosal gedichtet. Die Widerlagerrückfläche erhielt einen wasserdichten Glattnstrich, dem Ceresit zum Schutze gegen Wassereinwirkungen beigemischt wurde. Die in einer Mischung von 225 kg Zement/m³ Fertigbeton hergestellten Widerlager wurden im Fels mit einer 30 cm starken Feinschicht von 360 kg Zement/m³ umhüllt; die Sohle erhielt ein doppeltes Geflecht von $38 \phi 20$ in der Quer- und von $82 \phi 20$ in der Längsrichtung, das ebenfalls in eine fettere Mischung eingebettet wurde. Abb. 10 zeigt das verwendete Bohrgerät, das einschl. Personal von der Saline Friedrichshall gestellt wurde und Abb. 11 die Baugruben eines Bogenwiderlagers.

Wegen der zerstörenden Wirkung des Grundwassers wurde für die Eisenbetonpfähle der Endwiderlager ebenfalls Vorsorge getroffen und Schmelzzement Marke Citadur verwendet.

(Schluß folgt)

⁶⁾ Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., II, 2, S. 413, Stuttgart 1933, Konrad Wittwer

Die Betontechnik des Talsperrenbaus in den Vereinigten Staaten von Amerika

Von Dipl.-Ing. Hellmuth C. Wehe, München

Vorbemerkung: Es wird die Technik des Massenbetons in den USA. auf Grund amerikanischer Veröffentlichungen behandelt und kurz mit den europäischen Verhältnissen verglichen.

Während in den vergangenen zehn Jahren der Talsperrenbau in Deutschland zur Seltenheit geworden ist, wurden im gleichen Zeitraum in den USA. eine Reihe bedeutender Stauwerke mit insgesamt rund 60 Millionen m³ Betoninhalt teils vollendet, teils begonnen. Es dürfte deshalb von vielseitigem Interesse sein, über die Betontechnik, die in den USA. bei Ausführung derartiger Bauwerke Anwendung findet, zusammenfassend zu berichten. Dabei ist zu beachten, daß im wesentlichen drei große Organisationen, das „Bundesbewässerungsamt“, das „Ingenieurkorps der Armee“ und die „Tennessee-Valley-Behörde“, den Talsperrenbau maßgebend beeinflussen, ohne freilich in allen Einzelheiten gleiche Wege zu

gehen. Die Veröffentlichungen, die nun auch für Deutschland wieder zugänglich werden, beschreiben die Entwicklung der Technik des Massenbetons seit 1939, wie sie in großen Zügen nachstehend aufgezeichnet ist.

1. Bindemittel:

In Europa hat die Anwendung von Zementen, die eine geringe Abbindewärme entwickeln, bisher wenig Anklang gefunden; in den USA. sind dagegen bisher rund 22 Millionen m³ Massenbeton mit derartigen Sonderzementen (Typ IV und Typ II der Tafel I) hergestellt worden. Zunächst wurde der Low Heat Cement (Typ IV) entwickelt, der jedoch neben der anfänglich verminderten Abbindewärme eine nicht erwünschte Verlangsamung des Abbindens und

Erhärten gegenüber dem normalen Portlandzement zeigte, die besonders in der kühleren Jahreszeit eine Verzögerung des Bauortschrittes hervorrief. Außer den Mehrkosten von rund 60 cts/t wies der Low Heat Cement geringe Anfangsfestigkeiten auf und erforderte entsprechend längere Schalungsfristen und längere Nachbehandlung. Eine Abschwächung dieser Nachteile brachte der Moderate Heat Cement (Typ II der Tafel I), mit dem inzwischen

Tafel I
Normen für amerikanische Sonderzemente

Wichtigste mineralische Bestandteile in %	Typ IV Low Heat		Typ II Moderate Heat		Deutscher PZ (zum Vergleich)
	Min.	Max.	Min.	Max.	
Kalkziumaluminat ...	—	7	—	8	9
Kalkziumsilikat	—	35	35	50	55
Dikalziumsilikat	40	60	—	—	20
Tetrakalzium-Aluminatferrit	—	20	—	—	3
Einheit: Spez. Oberfläche (cm ² /g)	1700	2200	1600	2000	
Festigkeiten für plastischen Mörtel	Zug Druck kg/cm ²		Zug Druck kg/cm ²		Druck kg/cm ²
3 Tage	—	35	9	52	—
7 Tage	12	70	18	104	110
28 Tage	22	140	23	208	225

und 9 Millionen m³ Beton allein für die Talsperren der Tennessee-Alley-Behörde hergestellt wurden. Es wurde auch vorgeschlagen, Typ IV in der wärmeren und Typ II in der kälteren Jahreszeit zu benutzen. Beachtenswert sind die im schweizerischen Schrifttum angestellten Überlegungen über die Frostbeständigkeit der vorerwähnten Sonderzemente. Gygi¹⁾ weist darauf hin, daß die verantwortlichen Ingenieure in der Schweiz es bisher abgelehnt haben, keramische Zemente mit Rücksicht auf das Standortklima der in Höhen von 1800 bis 2500 m zu bauenden Sperren anzuwenden. Dagegen gibt Gisiger²⁾ zu bedenken, daß im Tennessee-Tal Winteremperaturen von —25° C vorkommen mit einem häufigen Wechsel zwischen Kälteperioden und wärmeren Tagen, was ja bekanntlich besondere Anforderungen an die Frostbeständigkeit des Betons stellt. Zu diesen Meinungsverschiedenheiten ist zu sagen, daß auf Baustellen, auf denen infolge der klimatischen Verhältnisse Anmachwasser und Zuschlagstoffe nur wenig Wärme in die Mischmaschine bringen, das Bedürfnis für die Anwendung von Zementen mit niedriger Abbindewärme geringer ist als im Tennessee-Tal mit seinen hohen kontinentalen Sommertemperaturen. Es wäre dort kaum möglich gewesen, ohne Anwendung aller Mittel zur Herabsetzung der Abbindewärme die großen Betonleistungen zu erreichen, welche diese Sperren aufweisen. So betrug z. B. die mittlere Monatsleistung im Dreischichtenbetrieb bei der Fontana-Mauer (2,2 Millionen m³ Betoninhalt) rund 110 000 m³ Beton.

Für die seit 1948 im Bau befindliche Hungry-Horse-Mauer und Davis-Mauer wird ein Mischzement, bestehend aus 75% Portlandzement + 25% Puzzolan oder 75% Portlandzement + 25% Flugasche, zur Anwendung kommen. Der Zusatz von Puzzolan entspricht der in Deutschland seit langem üblichen Beigabe von Traß oder Thurament und wird in den USA. als bestes Mittel gegen Betonschäden angesehen, die bei Vorhandensein von glasigen Silikaten, Opal, Chalcedon und einigen Arten von Phyllit und Tridymit unter den Zuschlagstoffen durch Verbindung mit den alkalischen Bestandteilen des Zements (Alkali-Effekt) eintreten³⁾. Die Flugasche ist ein Abfallprodukt, das bei der Verfeuerung von Kohlenstaub in Dampfkraftwerken entsteht und für die Hungry-Horse-Mauer aus der Gegend von Chicago antransportiert wird. Es bleibt abzuwarten,

welche Erfahrungen mit diesen Bindemittelzusätzen im Laufe der Jahre gemacht werden. Auf jeden Fall ist man von den Sonderzementen IV und II teilweise abgekommen; denn der Low Heat Cement besitzt zwar eine geringe 28tägige Abbindewärme, seine totale Wärmeentwicklung ist aber größer als die eines normalen Zementes. So konnten Schwinderscheinungen an Talsperren durch die Verwendung von Low Heat Cement nicht völlig verhindert werden. Die Frage der Sonderzemente ist demnach noch nicht endgültig geklärt. Auch auf dem III. Talsperrenkongreß³⁾ wurde sie nicht abschließend beantwortet, sondern an eine Unterkommission zur weiteren Behandlung überwiesen.

Bei mehreren zur Zeit im Bau befindlichen Staumauern (z. B. Angostura, Bull Shoals, Hungry Horse, Kortes, Wolf Creek und McNary) wird der sogenannte Air Entrained Concrete, der Luftbeton, verwendet. Zur Herstellung dieses Betons wurde zunächst ein Zement benutzt, dem ein Chemikal zugemahlen war, das Luftporen erzeugt. Um jedoch die Dosierung besser kontrollieren zu können, ist man dazu übergegangen, das Chemikal (Vinsol Resin, Darex, Protex) dem Anmachwasser zuzusetzen. Anzustreben ist ein Luftgehalt von 3 bis höchstens 5 Volumenprozent⁴⁾. Dies entspricht einer Chemikalgabe in Höhe von 0,5 bis 0,75% des Zementgewichts. Die im Beton erzeugten sehr kleinen und geschlossenen Luftblasen bewirken eine gute Transportfähigkeit und Verarbeitbarkeit, so daß der Gehalt an Sand und Anmachwasser im Frischbeton herabgesetzt werden kann. Auch die Frostbeständigkeit und Wasserdichtigkeit, für Talsperren sehr wichtige Eigenschaften, werden durch die Luftbeigabe erhöht.

Es erscheint zunächst sonderbar, daß ein Beton, der 3 bis 5 Volumenprozent Luft enthält, größere Wasserdichtigkeit und Frostbeständigkeit aufweist als der normale Beton mit seinen 1 bis 2 Volumenprozent. Versuche haben aber gezeigt, daß die im Beton durch luftzuführende Mittel erzeugten „Luftporen“ die Kapillarwirkung unterbrechen, d. h. das Wasser dringt nicht in den Hohlraum der Luftporen ein. Die Saugfähigkeit des Betons wird also vermindert und das in den Kapillarporen beim Gefrieren sich bildende Eis findet Platz, sich in die Luftporen hinein auszudehnen, so daß es seine Sprengwirkung verliert. Gefrierversuche an Betonwürfeln mit 250 kg PZ, W/Z = 0,59 und 3,4 Volumenprozent Luftgehalt wiesen z. B. bei 400 Frost-Tauwechseln noch keine Festigkeitsverluste auf⁵⁾.

Der Luftbeton hat inzwischen auch in Europa beim Talsperrenbau Eingang gefunden. So erhält die neue Staumauer in Raethen (Oberrhein) (Oberhasli-Werke, Schweiz) einen 1,5 m starken Vorsatzbeton mit 5 Volumenprozent Luft. Ähnliche Maßnahmen sind für die Castello de Bode-Staumauer (Portugal) und die Barrage de Tignes (Frankreich) beabsichtigt, so daß auch in Europa Erfahrungen mit dieser Betonart bald vorliegen werden.

2. Zuschlagstoffe und Mischungsverhältnisse:

Das Bundesbewässerungsamt der USA. empfiehlt die in Tafel II bzw. Abb. 1 dargestellte Kornzusammensetzung bei Verwendung von Natursanden und -kiesen. Bei Brechmaterial ist es notwendig, je nach Gesteinsart, bis zu den oberen Grenzen der vorgeschlagenen Sandanteile zu gehen. Das Verhältnis Sand (0 bis 4,57 mm) zu Grob (4,57 bis 152 mm) beträgt bei natürlichen Zuschlagstoffen rund 1:3, bei Brechmaterial rund 1:2,3. Der Feinheitsmodul (nach Abrams) des Gemisches liegt bei 7, was einer Feinheitsziffer (nach Hummel) von rund 210 entspricht.

Hinsichtlich des Größtkorns ist man von früheren weit höheren Werten auf 152 mm zurückgegangen, um den Verschleiß der Mischgeräte und die Rüttelarbeit nicht unnötig zu steigern. Bekanntlich bringt die Wahl eines Größtkorns über 150 mm nur noch verhältnismäßig geringe Vorteile hinsichtlich der Mörtelersparnis. In diesem Zusammenhang sei der vom Eidgenössischen Oberbauinspektorat gemachte Vorschlag eines Größtkorns von 120 mm für den Kernbeton und 60 mm für den Vorsatzbeton erwähnt⁶⁾.

Schotterbeton benötigt einen größeren Mörtelanteil als Kiesbeton. Deshalb wird letzterer, wenn irgend möglich, bevorzugt und auch

¹⁾ H. Gygi, Aus der schweizerischen Zement-Industrie. Schweiz. Bauztg. 66 (1948), Heft 34, S. 465—469.

²⁾ P. Gisiger, Aus der schweizerischen Zement-Industrie. Schweiz. Bauztg. 66 (1948), Heft 43, S. 595—96.

³⁾ Commission Internationale des Grands Barrages. III. Congrès, Stockholm 1948, Rapport General, Question Nr. 11. L'Emploi des Ciments speciaux.

⁴⁾ G. Walker u. D. Bloem, Studies of Concrete containing Entrained Air. Journal of American Concrete Institute, June 1946.

⁵⁾ A. Ammann, Über die Herstellung von frostbeständigem Beton. Sika-Nachrichten, Heft 22, Dezember 1947 (Zürich).

⁶⁾ Messungen, Versuche und Beobachtungen an Schweizer Talsperren 1919—1945. Bern 1946.

Tafel II
Kornzusammensetzung des Massenbetons

Zuschlagstoffe	Kornanteil bis											
	0,147	0,295	0,59	1,18	2,37	4,75	9,52	19,01	38	76	152	mm
Sand 0—4,75	4	20	44	68	88	100	—	—	—	—	—	%
Kies 4,75—152	0	0	0	0	0	0	8	24	46	72	100	%
Gemisch	1	5	11	17	22	25	31	43	59	79	100	%

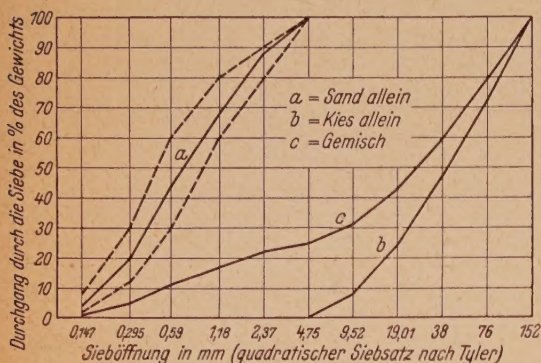


Abb. 1. Sieblinien der Zuschlagstoffe des Massenbetons.

noch gewählt, wenn die Beschaffungskosten für natürliche Sande und Kiese denen von Brechmaterial gleich sind. Zur Herstellung von Brechsand und Schotter werden an Stelle von Backenbrechern neuerdings Kegelbrecher auch für die Vorbrechanlage eingesetzt. Man erhält so eine mehr kubische als längliche Körnung, was für die Verarbeitbarkeit des Betons von Vorteil ist. Als Mischmaschinen werden meist kippbare Freifallmischer verwendet.

Die Zementzugabe beträgt in den USA. für das Innere der Schwergewichts- oder Schwergewichtsbogenmauern 170 bis 190 kg/m³ und für einen meist 1,5 bis 2,4 m starken Vorsatzbeton 225 bis 250 kg/m³. Die bereits erwähnte Schweizer Veröffentlichung schlägt für Sperren im Hochgebirge 200 bis 230 kg/m³ für den Kernbeton und 275 bis 300 kg/m³ für Außenflächen und Mauerkrone vor.

Es wird nur soviel Anmachwasser zugegeben, wie zur Verarbeitung des Frischbetons unbedingt notwendig ist. Für Rüttelbeton genügt eine Wasserzugabe von 5,5 bis 6% des gesamten Trockengemisches. Das entspricht einem W/Z = 0,55 bis 0,65 für den Kernbeton bzw. 0,5 bis 0,6 für den Vorsatzbeton. Die höheren Werte gelten für Beton mit Zuschlagstoffen aus Brechmaterial.

Bei Talsperren in aufgelöster Bauweise sind für die Wahl des Größtkorns die Betonstärke und Bewehrung, für die Zementbeigabe die auftretenden Betonspannungen maßgebend. Im übrigen kommt man von derartigen Bauweisen in den USA. immer mehr ab. Dagegen wächst die Zahl der Erddämme ständig. So wurden seit 1939 Dämme mit zusammen 300 Millionen m³ Erdinhalt gebaut. Die Herstellungskosten der Erddämme sind gegenüber 1940 um das rund zweifache, die der Betonsperren um das rund 2,5fache gestiegen. Alle Kosten, umgelegt auf 1 m³ Erde bzw. 1 m³ Beton, betragen zur Zeit im Talsperrenbau 1,44 Dollar für 1 m³ Erde und 29,2 Dollar für 1 m³ Beton⁷⁾.

3. Maßnahmen zum Einbringen des Betons:

An die Stelle der Stahlschalung ist wieder die Holzschalung getreten, da letztere die Luft- und Wasserbläschen aufsaugt, die sich beim Rütteln an der Schalungsfläche ansammeln und so die Bildung einer geschlossenen Außenfläche wesentlich fördert. Auch die bei Verwendung von Stahlschalung häufig beobachteten Sandstreifen an den Ansichtsflächen werden vermieden. Abgesehen davon bietet die Holzschalung dem frisch eingebrachten Beton einen besseren Schutz gegen tägliche oder plötzliche Temperaturänderungen und verhindert damit die Bildung von Oberflächenrissen. An Stellen, die einem mechanischen Angriff (z. B. durch überfallendes Wasser) besonders ausgesetzt sind, werden zur Erzielung besonders dichter Oberflächen wassersaugende Schalungen

(Celotex, Firtex, U. S. Rubber Co.) verwendet. Die Entwicklung scheint dahin zu gehen, daß dieser sogenannte „Vacuum-Beton“ teilweise an Stelle des „Vorsatzbetons“ tritt.

Das Befördern und Einbringen des Betons erfolgt nach den Baustellenberichten der letzten Jahre fast ausschließlich mit Kabelkränen oder über Gerüstbrücken. In letzterem Falle werden fahrbare Betonkübel benutzt, die durch ortsfeste oder fahrbare Krane an der jeweiligen Einbaustelle entleert werden. Der Antransport mit Hilfe von Förderbändern ist nur noch selten festzustellen. Vermutlich will man vermeiden, daß die Mischungen auseinandergezogen und dadurch auf ihrem Wege zur Einbaustelle der jeweiligen Witterung mehr als erwünscht ausgesetzt werden. Auch der Einsatz von Betonpumpen ist nicht mehr gebräuchlich, da das Größtkorn bei dieser Förderart auf 70 mm beschränkt werden muß, und die Verwendung von Brechsand und Schotter ausgeschlossen ist.

Um die Wärmeansammlung im Beton möglichst klein zu halten, ist es nach den Erfahrungen beim Bau der Norris-Mauer zur Regel geworden, die Höhe der einzelnen Betonierblöcke von Schwergewichtsmauern nicht über 1,50 m zu wählen und vor dem Weiterbetonieren mindestens 5 Tage (1 Tag je 0,3 m) verstreichen zu lassen. Die Blöcke, die unmittelbar auf die Felsoberfläche zu liegen kommen, erhalten sogar nur 0,75 m Höhe; ebenso wird beim Weiterbetonieren auf Betonblöcken verfahren, die länger als 15 Tage alt sind⁸⁾.

Für die Behandlung der Betonierfugen, die als Ausgangsstellen späterer Frostschäden bekannt sind, wurde folgende Arbeitsweise eingeführt:

Nach Abschluß des Betoniervorganges und vor Beendigung des Erhärtens wird die auf der Betonoberfläche sich bildende Schlammhaut mit Hilfe eines mit Druckluft vermischten Wasserstrahls entfernt. Vor Beginn des Weiterbetonierens, also frühestens nach 5 Tagen, wird die Oberfläche nochmals mit Druckluft oder, falls notwendig, mit Sandstrahl gesäubert, dann eine Mörtelschicht von etwa 2 cm Stärke aufgebracht und anschließend mit normalen Mischungen weiterbetoniert.

4. Maßnahmen zur Vermeidung von Schwindrissen:

Außer den bereits erwähnten Maßnahmen (Verwendung von Natursand, womöglich auch von Naturkies; Zement mit geringer Abbindewärme; niedriger Wasserzementwert; Holzschalung; Beschränkung der Betonierhöhe auf 1,50 m; gute Nachbehandlung) werden folgende Vorkehrungen getroffen:

a) Die Anfangstemperatur des Frischbetons wird herabgesetzt durch Abdecken der Zuschlagstoff-Silos und Abkühlung der groben Zuschlagstoffe, durch Berieseln mit gekühltem Wasser (z. B. bei der Hiwassee-Mauer, Hungry-Horse-Mauer, Narrows-Mauer) und durch Zugabe von Eis zum Anmachwasser. Bei der Davis-Mauer wird eine Anfangstemperatur von 26° C, bei der Mc Nary-Mauer eine solche von 12,5° C und bei der Detroit-Mauer sogar nur 10° verlangt. Zur Erreichung dieser Temperaturen ist je nach den klimatischen Verhältnissen die Eiszugabe für den Frischbeton verschieden zu wählen⁹⁾. Während man bei der Mc Nary-Mauer mit 45 kg Eis je 1 m³ Beton bereits eine Mischtemperatur von 10° erreicht, werden bei der Davis-Mauer (38° C Tagestemperatur) 90 kg benötigt, um 26° C zu erzielen. Die Mischdauer wird entsprechend der Eiszugabe von 2 1/2 (normal) bis auf 3 Minuten erhöht, um alles Eis zum Schmelzen zu bringen und gleichmäßig gekühlte Mischungen zu erhalten. Hinsichtlich der Mc Nary-Mauer sei noch erwähnt, daß der Kernbeton folgende Zusammensetzung (je 1 m³ Frischbeton) hat:

⁷⁾ Construction Costs. Engng. News-Rec. vom 17. März 1949.

⁸⁾ The Hiwassee Valley Project, Tennessee Valley Authority, Washington 1946.
⁹⁾ Engng. News-Rec. vom 11. August 1949.

135 kg Zement; 4,5% Luftporen, erzeugt mittels „Vinsol-Resin“; 2 300 kg Zuschlagstoffe, davon nur 590 kg Sand 0—5 mm; 100 kg Anmachwasser.

In Gegenden mit subtropischem Klima wird außerdem in der heißen Jahreszeit oft nur in den Stunden von 16.30 bis 8.30 Uhr betoniert und die Blockhöhe auf 0,75 m beschränkt.

b) Die Abbindewärme wird durch Kühlrohre herabgesetzt, die auf der Höhe jedes Betonierblockes, also alle 1,5 m, mit einem Zwischenraum von 1,0 bis 1,6 m verlegt sind, und durch die nach Einbringen des Betons 16 Tage lang gekühltes Flußwasser gepumpt wird, um die Abbindewärme abzuführen, solange der Beton noch plastische Eigenschaften aufweist. Bei der Hungry Horse-Mauer, einer Bogengewichtsmauer von 2,2 Mio m³ Beton-Inhalt, ist ferner beabsichtigt, durch einen zweiten, 40 Tage andauernden Kühlvorgang während der kalten Jahreszeit, den Beton bis auf eine Temperatur von 5° C abzukühlen, bevor mit dem Auspressen der Fugen begonnen wird¹⁰⁾.

c) Alle 15 m werden Quertugen (in Talrichtung) angeordnet, ferner bei Mauern von größerer Breite auf der Gründungssohle Längsfugen in 20 bis 30 m Abstand. So erhielt z. B. die Fontana-Mauer (2,2 Mio m³ Beton-Inhalt, 136 m Höhe, 114 m Breite,) 3 Längsfugen, die später auf ihre ganze Höhe ausgepreßt wurden, während dies mit den Quertugen nur bis zu einer Höhe von 12 m über der Gründungssohle geschah.

Eine übersichtliche Zusammenfassung der von 1940 bis 1946 gemachten Beobachtungen über Temperaturschwankungen im Massenbeton hat das U.S.A.-Ingenieurkorps kürzlich veröffentlicht¹¹⁾. Auch in den Baubeschreibungen der Tennessee Valley Authority und in der bereits erwähnten schweizerischen Abhandlung finden sich Angaben über dieses Thema⁶⁾.

5. Schlußbetrachtung:

Ein Vergleich der amerikanischen und europäischen Technik des Massenbetons ermöglicht Tafel III, die Angaben über mehrere größere in Europa während der letzten 10 Jahre fertiggestellte

Talsperrenbauten zusammenstellt. Es geht daraus hervor, daß man in Europa teilweise die gleichen, teilweise einfachere Wege geht, die den klimatischen Verhältnissen, den Abmessungen und Ausführungsfristen europäischer Sperren sowie den wirtschaftlichen

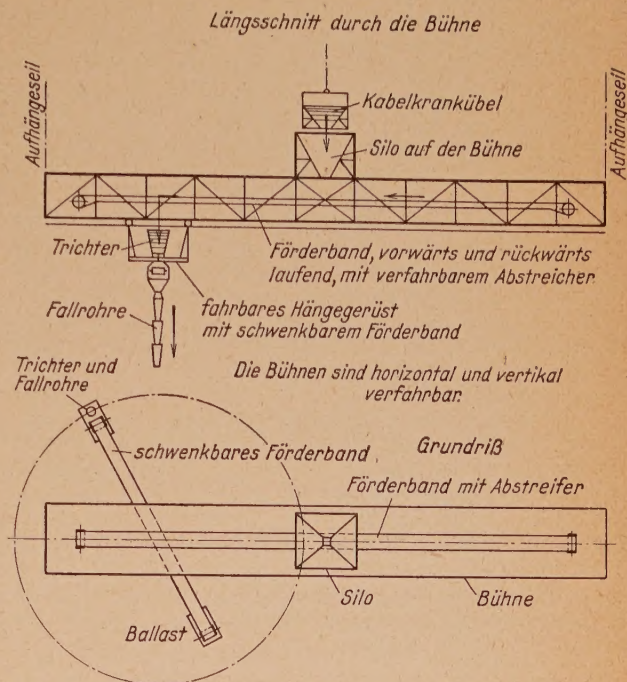


Abb. 2. Verteilerbühne einer Kabelkrananlage.

Bedingungen Europas von Fall zu Fall besser entsprechen. Dies trifft vor allem auf Kühleinrichtungen zu, die entweder ganz weggefallen oder auf Einzelmaßnahmen beschränkt worden sind. Die

Tafel III

Übersicht der Betontechnik neuerer europäischer Staumauern

Name der Sperre	Eckertal (Deutschland)	Genissiat (Frankreich)	Lucrendo (Schweiz)	Lumiei (Italien)	Rossens (Schweiz)	Silvretta (Österreich)
Mauertyp	Schwergewicht	Bogengewicht	Noetzli	Bewehrter Bogen	Bogen ohne Bewehrung	Schwergewicht
Höhenlage m ü. M.	559	335	2130	984	670	2000
Maximale Höhe (m) der Mauer	67	104	68	136	83	80
Maximale Breite (m) der Mauer	45	100	60	16	28	52
Betoninhalt (m ³)	169 000	440 000	160 000	100 000	250 000	410 000
Bindemittelsorte	Sonder-Hochofenzement	PZ	PZ mit Plastimentzusatz	PZ mit Puzzolanzusatz	PZ	PZ
Bindemittelanteil im Kern (kg/m ³)	175	225	230	270 PZ + 30 Puzzolan	250	150
Bindemittelanteil im Vorsatz (kg/m ³)	300 HPZ und 30 Thurament	225	270	270 PZ und 30 Puzzolan	250	300
W/Z im Kernbeton	0,61	0,60	0,5	0,54	0,6	1,21
W/Z im Vorsatzbeton]	0,42	0,60	0,5	0,54	0,6	0,65
Art der Zuschlagstoffe	Natursand und gebr. Gabbro	Flußsande und -kiese	Flußsand und gebr. Granit	gebrochener Trias-Kalk	Moränensande und -kiese	Geröllgeschiebe, teils natürlich, teils gebrochen
Größtkorn mm	300	180	100 Kern 50 Vorsatz	80	80	100
Art der Einbringung	Bandbetoniertürme	Kabelkräne, Verteilerbühnen	Kabelkräne, Verteilerbühnen	Derricks	Turmdrehkräne	Kabelkräne, Verteilerbühnen
Kühlmaßnahmen	keine	keine	keine	keine	Kühlspalten u. Kühlschächte	keine

erste europäische Anlage zur Herstellung von Eis für die Mischanlage wird jetzt in Portugal für die Staumauer Castello de Bode (100 m Höhe; 470 000 m³ Beton-Inhalt) in Betrieb genommen. Auch für die in Deutschland beabsichtigte Rappbodesperre (110 m Höhe, 800 000 m³ Beton-Inhalt) ist eine Zugabe von Eis zum Mischwasser geplant. Eine Entscheidung über Bau und Beton-technik der in der Schweiz geplanten Dixence-Mauer mit rd. 6,4 Mio m³ Betoninhalt ist noch nicht getroffen worden.

Auffallend ist, daß bei der 100 m breiten Staumauer von Genisiat auf Kühlmaßnahmen verzichtet wurde. Vermutlich haben die 6 durch diese Mauer hindurchgehenden Rohrleitungen von je 5,75 m Durchm. eine ähnlich wärmeableitende Wirkung hervorgerufen wie die der Kühlschächte und Kühltürme bei der Staumauer von Rossens. Ähnliche Maßnahmen wie in Rossens sind übrigens bei der zur Zeit im Bau befindlichen Limberg-Mauer (460 000 m³ Beton-Inhalt) der Tauernwerke (Österreich) in Anwendung.

Bei den französischen Staumauern La Grotte und Bort les Orgues ist man von der stetig verlaufenden Sieblinie der Zuschlagstoffe zur Ausfallkörnung übergegangen. Als weitere Neuerung wird

in Bort les Orgues ein Bindemittel verwendet, das aus 20% Portlandzement und 80% Hochofenschlacke besteht. Letztere kommt in granuliertem Zustand von einem nordfranzösischen Stahlwerk zur Baustelle, wird dort im Naßverfahren zermahlen (spezifische Oberfläche des Mahlgutes 3200 cm²/g), im Mischer zunächst mit den Zuschlagstoffen und dann mit dem Portlandzement vermischt.

Als Gerät zur Anfuhr und Verteilung des Betons gewinnt in Europa der feststehende Kabelkran im Zusammenwirken mit Verteilerbühnen (Abb. 2) in steigendem Maße Anwendung. Diese Anlage ermöglicht eine gute Ausnutzung der Fahr- und Hubgeschwindigkeiten der Kabelkräne und eine zuverlässige Verteilung nach den einzelnen Einbaustellen ohne dauernde Änderung der Förderlänge und -höhe.

Insgesamt lassen die Talsperrenbauten in den U.S.A. und in Europa erkennen, daß die Herstellung des Massenbetons seit 1939 in stetiger Entwicklung geblieben ist und weitere Erkenntnisse über den Baustoff „Beton“, teils von der Seite der Forschung, teils von der Seite der praktischen Ausführung zu erwarten sind.

Die größtmöglichen Spannweiten von Bogenträgern¹⁾

Von Dipl.-Ing. Gottfried Brendel, Dresden

1. Überblick

Die Frage nach den größtmöglichen Spannweiten $l_{\max}$ von Bogenträgern ist für reine Stützlinienbogen bereits wiederholt behandelt worden, worunter Bogenträger mit nur mittig gedrückten Querschnitten verstanden werden sollen^{2) 3) 4) 5)}.

Die praktisch erreichbaren Spannweiten liegen stark unter den Werten $l_{\max}$ für die entsprechenden reinen Stützlinienbogen und müssen durch numerische Berechnung einer großen Anzahl ausgezeichneter Sonderfälle bestimmt werden^{6) 7)}. Denn hierbei sind auch die Einflüsse der veränderlichen Verkehrslasten, Temperaturänderungen einschließlich Schwinden und Kriechen, elastische Bogenverkürzung, Windbelastung, Knickgefahr, Grenzen bei der praktischen Ausführung und anderes ins Auge zu fassen.

In der vorliegenden Arbeit sollen allgemeinere Ansätze als bisher im Schrifttum vorhanden entwickelt werden, was die Beschränkung der Untersuchung auf den reinen Stützlinienbogen fordert. Hierbei ist aber der Vorzug einer geschlossenen mathematischen Lösung zu verbuchen. Sie führt zu den theoretisch größtmöglichen Spannweiten, die sich bei veränderlicher Bogenform in weiten Grenzen bewegen.

Bei der Grenzwertbildung ist besonders darauf zu achten, daß die Bogenform (Stützlinienform) bestimmende Gesamtbelastung $q = g + p$ an keiner Stelle kleiner wird als das Bogeneigengewicht g , p ist die vom reinen Bogen getragene Auf- und Nutzlast.

Bei der Ermittlung von $l_{\max}$ wird sich die Beziehung

$$(1) \quad q(x) - g(x) = p(x) \geq 0$$

als die Hauptforderung herausstellen. Die Bedeutung von x erklärt Abb. 1. Wir setzen im folgenden nur lotrechte in Richtung der Schwerkraft wirkende Lasten voraus.

Die Grenzwerte $l_{\max}$ hängen außer von der Bogenform im wesentlichen von der Güte des Baustoffes ab. Letztere wird nach W. Neuffer durch den Qualitätsfaktor

$$(2) \quad K = \sigma / \gamma$$

charakterisiert⁸⁾, der für $\sigma = \sigma_{\text{Bruch}}$ der Materialtraghöhe nach

F. Engesser entspricht. In (2) wird σ gleich der zulässigen Spannung σ_{zul} des Bogenbaustoffes mit dem Raumgewicht γ gewählt.

Es besteht die einfache Beziehung:

$$(3) \quad l_{\max} = \lambda \cdot K,$$

wobei λ einen Faktor bedeutet, der ausschließlich von den geometrischen Eigenschaften der Bogenkonstruktion abhängt. Die Darstellung von λ ist die in diesem Aufsatz zu lösende Aufgabe.

2. Der reine Stützlinienbogen (Abb. 1)

Die mit der Bogenmittellinie zusammenfallende Stützlinie entspricht der lotrechten symmetrischen Belastung $q(x) = g(x) + p(x)$. $g(x)$ bedeutet das reine Gewölbegewicht.

Die Differentialgleichung der Stützlinie lautet:

$$(4) \quad H \frac{d^2 y}{dx^2} = q(x),$$

deren Lösung $y = y(x)$ den Randbedingungen

$$(5) \quad y\left(\pm \frac{l}{2}\right) = f = \varphi \cdot l, \quad y'(0) = 0, \quad y'(l) = 0$$

genügen muß, womit auch der Bogenschub H bestimmt ist ($\varphi = f/l = \text{Pfeilverhältnis}$).

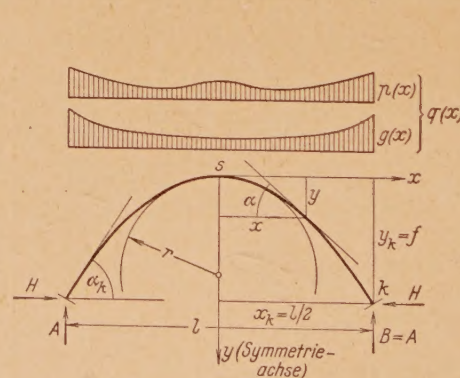


Abb. 1. Bezeichnungen.

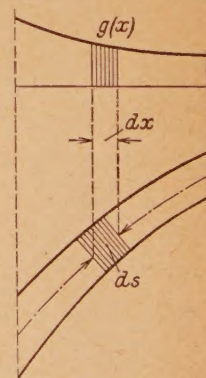


Abb. 2. Zusammenhang zwischen Bogenquerschnitt und -gewicht.

Für den Radius r des Krümmungskreises an die Bogenmittellinie (= Stützlinie) im Scheitel s gilt:

$$(6) \quad r = \left[\frac{(1 + y'^2)^{3/2}}{y''} \right]_{x=0} = \frac{H}{q(0)}.$$

Im Bogen treten nur Längskräfte

$$(7) \quad N(x) = \frac{H}{\cos \alpha}$$

auf. Die Bogenquerschnitte $F = F(x)$ müssen der Bedingung

$$(8) \quad F(x) = \frac{N(x)}{\sigma(x)} \geq \frac{H}{\sigma \cos \alpha}$$

mit $\sigma = \sigma_{\text{zul}}$ genügen. Bei Verbundquerschnitten ist für $\sigma(x)$ ein

¹⁾ Mitteilung des Lehrstuhles für Massivbrücken- und Grundbau (Prof. W. Neuffer) an der Technischen Hochschule Dresden.

²⁾ A. Mehmel, Einige Betrachtungen über weitgespannte Brücken. Bauing. 13 (1932), S. 312.

³⁾ K. Gaede, Die Grundlagen für den Fortschritt und die Grenzen im Bau weitgespannter gewölbter Brücken. Bauing. 15 (1934), S. 119.

⁴⁾ K. Gaede, Weitgespannte massive Brücken. Int. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Sonderdruck aus dem Schlußbericht des 2. Kongresses. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn.

⁵⁾ K. W. Schaechterle, Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen. Berlin 1914, Wilh. Ernst & Sohn.

⁶⁾ F. v. Baravalle, Die größtmöglichen Spannweiten von Eisenbetonbogenbrücken. B. u. E. 36 (1937), S. 9.

⁷⁾ A. Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger. 2. Band. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn.

⁸⁾ W. Neuffer, Der Qualitätsfaktor und die zielbewußte Betonbildung. Zement 1935, Nr. 27/28.

der Spannungswert zu bilden (s. u. 8). Für mindestens ein zissenpaar $x = \pm a$ soll der Querschnitt ausgenutzt, $\sigma(\pm a) = \sigma$ sein.

Das Bogengewicht ist nach Abb. 2 und unter Beachtung von (7) (6):

$$g(x) = \frac{\gamma F(x) ds}{dx} = \frac{\gamma F(x)}{\cos \alpha} = \frac{\gamma H}{\sigma(x) \cos^2 \alpha} = \frac{\gamma r \cdot q(0)}{\sigma(x) \cos^2 \alpha}$$

muß der Hauptforderung (1) $g(x) \leq q(x)$ genügen.

Übergang zur Grenzspannweite (Abb. 3)

Die Bogenspannweite soll zunehmen unter Beibehaltung des Verhältnisses $\varphi = f/l$ und der Bogenform, weshalb q für gleiche x/l unverändert bleibt. Mit l wächst der Bogenschub H und mit nach (9) auch $g(x)$ solange, bis sich die beiden Kurven für $g(x)$ und $q(x)$ zum erstenmal in $x = \pm b$ berühren (Abb. 3b). Grenzspannweite $l_{\max}$ ist damit erreicht. Denn bei weiterer Vergrößerung der Stützweite würde $g(\pm b) \geq q(\pm b)$ werden entgegen der Hauptforderung (1). Mit der Stützweite l strebt nach (6) r einem Grenzwert $r_{\max}$ zu.

Wird nun bei gleichbleibender Bogengestalt und Stützweite l die Last $q(x)$ überall auf $\varepsilon \cdot q(x)$ gesteigert ($\varepsilon > 1$), so wächst nach (9) auch $g(x)$ auf $\varepsilon \cdot g(x)$ an, da bei unveränderten $g(x)$ die Spannungen $\sigma(x)$ in $\varepsilon \cdot \sigma(x)$ übergehen würden. Schließlich vergrößert sich $p(x)$ auf $\varepsilon \cdot q(x) - \varepsilon \cdot g(x) = \varepsilon \cdot p(x)$. Im Grenzfalle $l_{\max}$ bleiben somit an den Stellen $x = \pm b$ die Berührungen der Belastungskurven mit $p(\pm b) = 0$ erhalten, wie groß auch der Steigerungsfaktor ε gewählt wird. Die Hauptforderung (1) ist überall erfüllt. $l_{\max}$ ist unabhängig von dem Faktor ε der Belastung $\varepsilon \cdot q(x)$, der lediglich das Bogengewicht beeinflusst.

Einestwegs ist bei Berührung der Belastungskurven der Grenzfall $l_{\max}$ durch unendlich großes Bogengewicht ausgezeichnet, im Gegenteil, dieses kann theoretisch durch entsprechende Wahl von ε beliebig klein gemacht werden.

Ansatz für $r_{\max}$.

Die Lastfunktionen seien:

$$\begin{cases} q(x) = q_s \cdot f_q(x), & q_s = q(0), \quad f_q(0) = 1; \\ g(x) = g_s \cdot f_g(x), & g_s = g(0), \quad f_g(0) = 1. \end{cases}$$

Nach (9) folgt für $x = a$ mit $\sigma(a) = \sigma$ unter Beachtung von (2):

$$r = K \frac{g(a)}{q_s} \cos^2 \alpha_a.$$

Die Hauptforderung (1) lautet für den Grenzfall $l_{\max}$ (Abb. 3b):

$$\begin{aligned} q_s f_q(b) &= g_s f_g(b) \\ q(x) &\geq g(x) \text{ für } x \neq b. \end{aligned}$$

Der zweite Ansatz ist nach Abschnitt 3 durch die Voraussetzung bedingt, daß in $x = \pm b$ die Belastungskurven das erste Mal zueinander treffen. Mit Hilfe des ersten Ansatzes ergibt sich

$$g(a) = g_s f_g(a) = q_s \frac{f_q(b)}{f_g(b)} f_g(a)$$

in (11) eingesetzt:

$$r = K \frac{f_q(b) \cdot f_g(a)}{f_g(b)} \cdot \cos^2 \alpha_a = r_{\max}.$$

Nach (12) ist die Ausgangsgleichung zur Ermittlung von $l_{\max}$ gegeben, denn bei konstantem Pfeilverhältnis $\varphi = f/l$ ist r allein Funktion von l .

Man erhält nämlich durch die Integration von (4)

$$H y = \int q(x) dx^2 + c_1 x + c_2 = J(x)$$

und mit der ersten Randbedingung (5) sowie der Gleichung (6)

$$r = \frac{J\left(\frac{l}{2}\right)}{q_s \cdot \varphi \cdot l},$$

wie behauptet.

Zusammenfassend wird festgestellt, daß $l_{\max}$ für einen reinen Stützlinienbogen abhängig ist:

- vom Qualitätsfaktor $K = \frac{\sigma}{\gamma}$,
- vom Pfeilverhältnis $\varphi = \frac{f}{l}$,
- von der Lastfunktion $q(x)$, die die Bogenform (Parabel, Kreis, Kettenlinie u. a.) und damit die Abhängigkeit zwischen r und l bestimmt,
- von der Lastfunktion $g(x)$, die zusammen mit $q(x)$ die ausgezeichneten Abszissen $x = a$ und $x = b$ liefert.

5. Bestimmung von $x = b$ (Erfüllung der Hauptforderung)

Die Lastfunktionen $q(x)$ und $g(x)$ sollen in ihrem Verlauf entgegen der Abb. 3 keinen Wendepunkt besitzen, was den gebräuchlichen Bogenformen entspricht. Mit den Abkürzungen

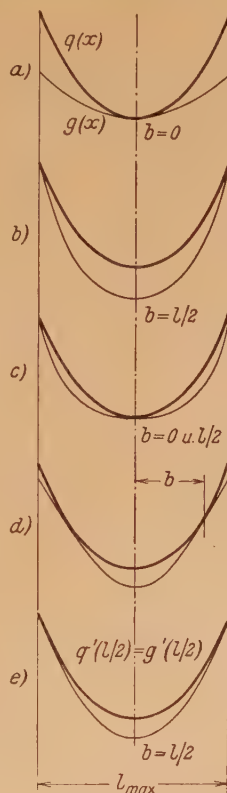


Abb. 4. Zur Bestimmung von $x = b$.

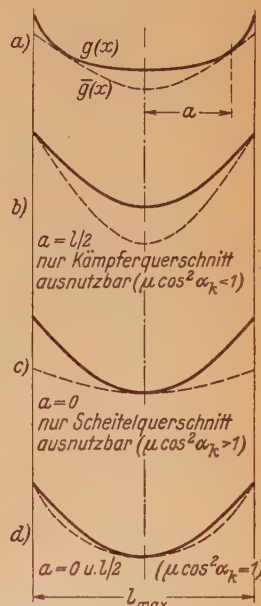


Abb. 5. Zur Bestimmung von $x = a$.

$$(13) \quad \begin{cases} \frac{q\left(\frac{l}{2}\right)}{q(0)} = \frac{q_k}{q_s} = f_q\left(\frac{l}{2}\right) = m; \\ \frac{g\left(\frac{l}{2}\right)}{g(0)} = \frac{g_k}{g_s} = f_g\left(\frac{l}{2}\right) = \mu \end{cases}$$

sind die folgenden Fälle zu unterscheiden (Abb. 4a—c):

- $m > \mu$,
- $m < \mu$,
- $m = \mu$.

Während die Bestimmung von $x = b$ in den Fällen a und b keine Schwierigkeit bereitet, müssen der Fall c und unter Umständen auch die Fälle, bei denen m und μ nahe beieinander liegen, genauer untersucht werden (Abb. 4c u. d).

Beispielsweise sei:

$$(14) \quad g(x) = g_s \cdot f_g(x) = g_s \left(1 + y \frac{\mu - 1}{f}\right).$$

Im Fall $m = \mu$ nach Abb. 4c verlangt die Hauptforderung $f_g(x) \leq f_q(x)$ oder

$$(15) \quad \frac{y}{f} \leq \frac{f_q(x) - 1}{f_q\left(\frac{l}{2}\right) - 1} \text{ für } \frac{l}{2} \leq x \leq 0.$$

Ist die Bedingung (15) nicht erfüllt, so muß $x = b$ zwischen Scheitel und Kämpfer liegen (Abb. 4d). Vergrößert man im letzten Falle den Wert μ , so wandern die Berührungspunkte $x = \pm b$ nach den Kämpfern (Abb. 4e), und der Fall d geht in den Fall b über. Entsprechend kommen wir bei einer Verkleinerung von μ zum Fall a. Ist jedoch $q(x)$ durch

$$(16) \quad q(x) = q_s \cdot f_q(x) = q_s \left(1 + y \frac{m-1}{f}\right)$$

gegeben und $g(x)$ beliebig, so liefert die Hauptforderung für den Fall $m = \mu$ nach Abb. 4c:

$$(17) \quad \frac{f_g(x) - 1}{f_g\left(\frac{l}{2}\right) - 1} \leq \frac{y}{f} \text{ für } \frac{l}{2} \leq x \leq 0.$$

6. Bestimmung von $x = a$ (Ausnutzbarkeit der Querschnitte)

Ein in allen Querschnitten voll beanspruchter reiner Stützlinienbogen hat nach (8) den Querschnittsverlauf

$$(18) \quad \bar{F}(x) = F_s / \cos \alpha$$

wozu nach (9) die Lastfunktion

$$(19) \quad \bar{g}(x) = g_s / \cos^2 \alpha$$

gehört. Durch geeignete Wahl von $\bar{g}_s$ werden die Kurven $g(x)$ und $\bar{g}(x)$ so zur Berührung gebracht, daß die Forderung

$$(20) \quad g(x) \geq \bar{g}(x) = g_s / \cos^2 \alpha$$

erfüllt ist (Abb. 5a). Die Berührungspunkte liefern die Abszissen $x = \pm a$, in denen die Querschnitte voll ausgenutzt werden können. In Abb. 3c ist auf Grund von (20) die Kurve $g(x) \cdot \cos^2 \alpha$ gezeichnet. Durch ihren kleinsten Wert ist $x = a$ bestimmt.

Lassen sich die Querschnitte in den Kämpfern und im Scheitel gleichzeitig voll ausnutzen, so kann die Forderung (20) für

$$g(x) = g_s \left(1 + y \frac{\mu - 1}{f}\right) \text{ entsprechend (17) in der Form}$$

$$(21) \quad \frac{\lg^2 \alpha}{\lg^2 \alpha_k} \leq \frac{y}{f} \text{ für } \alpha_k \geq \alpha \geq 0$$

angegeben werden.

7. Erweiterung des Ansatzes für $r_{\max}$

Allein schon die Bogaufbauten verlangen für den Grenzfall $l_{\max}$ die Einhaltung von Mindestwerten für $p(x)$ an jeder Stelle x . Die Hauptforderung (1) für $l_{\max}$ lautet jetzt bei einem kleinsten Abstand $p(b)$ der Belastungskurven in $x = \pm b$:

$$q_s f_q(b) = g_s f_g(b) + p(b), \\ q(x) \geq g(x) + p(b) \text{ für } x \neq b.$$

Der zweite Ansatz ist durch die Erklärung von $p(b) \leq p(x)$ erfüllt. Mit dem ersten folgt

$$g(a) = g_s f_g(a) = q_s \frac{f_q(b)}{f_g(b) + p(b)/g_s} \cdot f_g(a)$$

und in (11) eingesetzt

$$(22) \quad r_{\max} = K \frac{f_q(b) \cdot f_g(a)}{f_g(b) + \frac{p(b)}{g_s}} \cdot \cos^2 \alpha_a.$$

Die Grenzspannweite hängt bei dieser Darstellung vom Verhältnis $p(b)$ zum Bogengewicht im Scheitel ab.

Wird g_s und damit die Bogenmasse unendlich groß, so entspricht die Grenzspannweite derjenigen bei $p(b) = 0$. Voraussetzung ist dabei die Erfüllung der Hauptforderung (1).

g_s ist durch die praktischen Forderungen der Ausführung begrenzt. $p(b)$ kann aus den Bogaufbauten abgeschätzt werden.

8. Zahlenbeispiel

Bei einer Bogenbrücke sollen die Lastfunktionen $g(x)$ und $q(x)$ mit (14) und (16) übereinstimmen. Die weitere Annahme $\mu = m$ ist bei weitgespannten, gegliederten Brücken einigermaßen erfüllt, da sich bei diesen die Gesamtbelastung $q(x)$ etwa ebenso verteilt wie das Bogeneigengewicht $g(x)$.

Die Lösung der Differentialgleichung (4) für (16) liefert als Bogenform die Kettenlinie

$$y = \frac{f}{m-1} \left[\cos\left(\frac{2c}{l} x\right) - 1 \right]$$

mit $c = \text{Ar Cos } m$. Hiernach

$$\lg \alpha_K = \frac{f}{l} \frac{2c \sin c}{m-1} \text{ und } r = \frac{l}{f} \frac{m-1}{4c^2} \cdot l.$$

Dem ausgearbeiteten Entwurf einer ebenso geformten Autobahnbrücke⁹⁾ sind die folgenden Werte entnommen

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{5,1}, \quad m = 1,6, \quad c = 1,047, \\ g_s = 16,2 \text{ t/m}, \quad p(0) = 17,6 \text{ t/m}, \\ \sigma = 90 \text{ kg/cm}^2, \quad \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3,$$

Bogenlängsbewehrung i. M. 1,15%, die mit dem 10-fachen Betrag in Rechnung gestellt werden soll.

Die Rechnung liefert:

$$K = \frac{1,115 \cdot 900}{2,4} = 418 \text{ m}, \\ \lg \alpha_k = 0,855, \quad \cos^2 \alpha_k = 0,577, \quad r = 0,70 l, \\ g\left(\frac{l}{2}\right) \cdot \cos^2 \alpha_k = g_s \cdot \mu \cdot \cos^2 \alpha_k = g_s \cdot 0,924 < g_s.$$

$$\text{Also } a = \frac{l}{2}, \quad b = 0, \quad p(0)/g_s = 1,09.$$

Nach (22)

$$r_{\max} = 0,70 l_{\max} = 418 \frac{1 \cdot 1,6}{1 + 1,09} \cdot 0,577, \\ l_{\max} = 418 \cdot 0,631 = 264 \text{ m}.$$

Der Entwurf sah eine Spannweite von $205 \text{ m} = 0,78 l_{\max}$ vor. Bei fehlendem Aufbau, d. h. $p(x) = 0$, wird $l_{\max} = 264 \cdot (1 + 1,09) = 552 \text{ m} = 205 : 0,372$. 0,372 ist ein Maß für die Kühnheit des Bogens.

9. Widersprüche im Schrifttum

Es sind Stützliniengewölbe von Parabel-Form und Kettenlinien-Form bei voller Beanspruchung sämtlicher Querschnitte untersucht worden.

$$\text{Aus (11) folgt für } a = \frac{l}{2},$$

$$(23) \quad g_k = \frac{q_s \cdot r}{K \cdot \cos^2 \alpha_k}.$$

a) Parabel-Form des Bogens geht aus der gleichförmigen Belastung

$$q(x) = q_s = q_k$$

hervor. Damit wird nach (4) bis (6)

$$r = \frac{l^2}{8f} = \frac{l}{8\varphi}, \quad \lg \alpha_k = 4\varphi, \quad \frac{1}{\cos^2 \alpha_k} = 1 + 16\varphi^2$$

und in (23) eingesetzt,

$$(24) \quad g_k = q_k \cdot \frac{l}{8K} \cdot \frac{1 + 16\varphi^2}{\varphi}.$$

Mehmel²⁾ findet (in unserer Schreibweise): $l_{\max} = 8\varphi \cos \alpha_k$, womit (24) für den Grenzfall in $g_k = q_k \sqrt{1 + 16\varphi^2} > q_k$ übergeht, entgegen der Hauptforderung $g_k \leq q_k^{10)}$.

Schaechterle⁵⁾ gibt für $\varphi = \frac{1}{2}$ die Grenzspannweite zu $l_{\max}$

$$2K \text{ an. Aus (24) folgt damit: } g_k = q_k \cdot \frac{5}{2} > q_k.$$

Gaede³⁾ erhält bei unendlich großer Bogenmasse im Grenzfall

$$l_{\max} = \frac{8\varphi}{1 + 5,33\varphi^2} K.$$

$$\text{In (24) eingesetzt, entsteht } g_k = q_k \frac{1 + 16\varphi^2}{1 + 5,33\varphi^2} > q_k.$$

b) Der Kettenlinien-Form liegt die Belastung

$$q(x) = q_s \left(1 + y \frac{m-1}{f}\right) \text{ zugrunde. Man findet (s. unter 8)}$$

$$r = \frac{(m-1) \cdot l}{4c^2 \varphi}, \quad \lg \alpha_k = \frac{2c \sin c}{m-1} \varphi, \quad \frac{1}{\cos^2 \alpha_k} = 1 + 4c^2 \frac{m+1}{m-1} \varphi^2$$

und somit nach (23)

$$(25) \quad g_k = q_k \frac{l}{4K} \cdot \frac{m-1}{mc^2 \varphi} \left(1 + 4c^2 \frac{m+1}{m-1} \varphi^2\right).$$

Gaede⁴⁾ berechnet

$$l_{\max} = \frac{4 q c \sqrt{m^2 - 1} (m-1)}{(m-1)^2 + c \varphi^2 (\sin 2c - 2c)} K, \text{ womit (25) übergeht in}$$

$$g_k = q_k \frac{\sqrt{m^2 - 1}}{mc} \cdot \frac{1 + 4c^2 \frac{m+1}{m-1} \varphi^2}{1 + c \frac{\sin 2c - 2c}{(m-1)^2} \varphi^2}.$$

⁹⁾ W. Neuffer, Form und Formentwicklung bei Eisenbetonbrücken, Zentrabl. Bauw. 56 (1936), Heft 29.

¹⁰⁾ Dieser Widerspruch gab den Anlaß zu der vorliegenden Arbeit.

Die zahlenmäßige Nachprüfung liefert z. B. für
 $n = 1: g_k = q_k \cdot 1 \cdot \frac{1 + 16 \varphi^2}{1 + \frac{16}{3} \varphi^2} > q_k$ für alle Werte

wie beim Parabel-Bogen),

$n = 2: g_k = q_k \cdot 0,66 \cdot \frac{1 + 20,8 \varphi^2}{1 + 5,6 \varphi^2} > q_k$ für $\varphi^{-1} < 4,9$.

In Abb. 6a und 6e sind die starken Abweichungen der bisher gefundenen Werte für $l_{\max}/K = A$ von den genauen A -Werten s. unter 10) zu erkennen.

10. Sonderfälle für $g(x)$

a) $f_g(x) \equiv f_q(x)$. Im Grenzfall $l_{\max}$ gehen die beiden Belastungsfunktionen ineinander über, $g(x) \equiv q(x)$. Der Bogen trägt sich allein. Offenbar werden dabei infolge des Fehlens jeder Auflast die größten Spannweiten überhaupt erreicht. Diese ausgezeichneten $l_{\max}$ -Werte werden mit L bezeichnet, die entsprechenden $r_{\max}$ -Werte mit R .

$x = a$ wird nach Abb. 5 mittels der Funktion $\bar{g}(x) = \frac{g_s}{\cos^2 \alpha}$ gefunden. b kann beliebig angenommen werden.

Mit $b = a$ wird (12)

$$(26) \quad R = K \cdot f_q(a) \cdot \cos^2 \alpha_a.$$

b) $g(x) \equiv \bar{g}(x) = \frac{g_s}{\cos^2 \alpha}$. Alle Bogenquerschnitte sind gleichzeitig ausgenutzt. Es kann $a = b$ gesetzt werden, womit (12) übergeht in

$$(27) \quad r_{\max} = K \cdot f_q(b) \cdot \cos^2 \alpha_b.$$

Für die gleiche Lastfunktion $q(x)$ stimmen die Werte a und b in den Gleichungen (26) und (27) überein, woraus $r_{\max} = R$ folgt.

Die theoretisch größte Spannweite L eines reinen Stützlinienbogens bestimmter Gestalt ($q(x)$ und φ vorgegeben) läßt sich

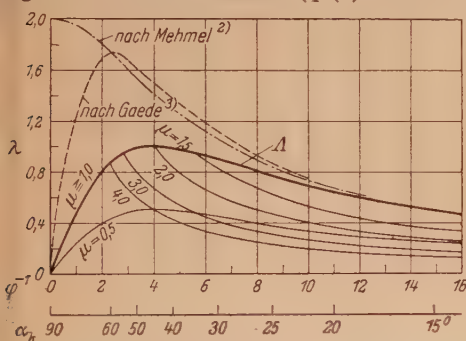


Abb. 6 a) Stützlinienbogen für $q(x) = q_s = \text{const}$ (quadr. Parabel)

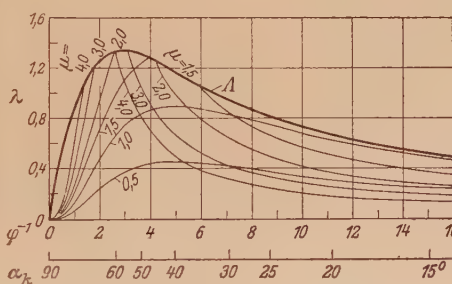


Abb. 6 b) Stützlinienbogen für $q(x) = \frac{q_s}{\cos \alpha}$ (Kettenlinie).

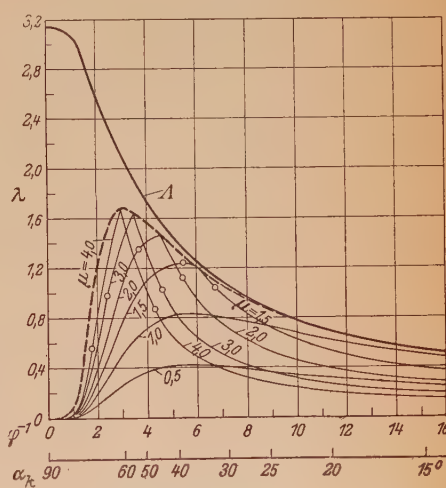


Abb. 6 c) Stützlinienbogen für $q(x) = \frac{q_s}{\cos^2 \alpha}$ (ln cos - Linie).

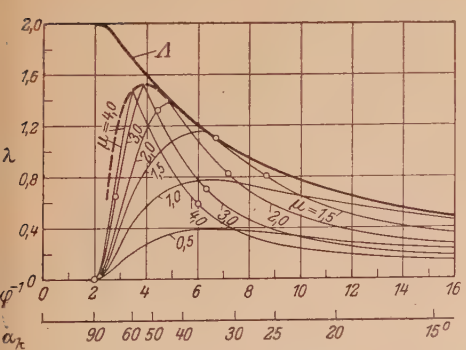


Abb. 6 d) Stützlinienbogen für $q(x) = \frac{q_s}{\cos \alpha}$ (Kreis).

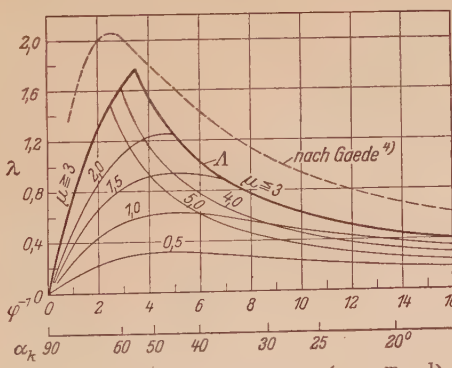


Abb. 6 e) Stützlinienbogen für $q(x) = q_s \left(1 + y \frac{m-1}{f}\right)$ (Kettenlinie), $m = 3$.

Abb. 6 a-e. λ -Kurven zur Ermittlung der Grenzspannweiten $l_{\max} = \lambda \cdot K$ für die Eigengewichtsfunktion $g(x) = g_s \left(1 + y \frac{\mu-1}{f}\right)$ in Abhängigkeit von $\varphi^{-1} = \frac{1}{f}$.

erreichen bei ähnlicher Verteilung von Eigengewichtslast und Gesamtlast, $f_g(x) \equiv f_q(x)$, oder bei voller Beanspruchung aller Bogenquerschnitte, $g(x) = \frac{g_s}{\cos^2 \alpha}$.

Entsprechend dem Ansatz (3) wird gesetzt:

$$(28) \quad L = A \cdot K$$

11. Sonderfälle für $q(x)$

a) $q(x) = q_s / \cos^2 \alpha$. Die Ergebnisse der Integration nach (4) und (5) sind für die Potenzen $z = 0$ bis 3 in Tafel 1 angegeben, desgleichen die Ansätze für R und L .

Mit dem sich allein tragenden, voll ausgenutzten ln cos-Bogen sind offenbar die Möglichkeiten einer weiteren Steigerung der theoretischen Spannweiten von Bogenträgern erschöpft.

b) $q(x) = q_s \left(1 + y \frac{m-1}{f}\right)$. Die Lösung ist ebenfalls in Tafel 1 zu finden. Bei der Ermittlung von L sind hierbei die zwei Fälle

$$m \cos^2 \alpha_k \leq 1 \text{ mit } a = b = \frac{l}{2}$$

und

$$m \cos^2 \alpha_k \geq 1 \text{ mit } a = b = 0$$

zu unterscheiden.

Für den Fall $m \cos^2 \alpha_k = 1$ und $g(x) = \frac{g_s}{\cos^2 \alpha}$ ist noch die Erfüllung der Hauptforderung nach (17) zu prüfen.

Es gilt:

$$y = \frac{f}{m-1} \left(\cos \frac{2c}{l} x - 1 \right),$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2c}{m-1} \varphi \sin \frac{2c}{l} x,$$

und in Übereinstimmung mit (17)

$$\frac{f_g(x) - 1}{f_g\left(\frac{l}{2}\right) - 1} = \frac{\text{tg}^2 \alpha}{\text{tg}^2 \alpha_k} = \frac{\sin^2 \frac{2c}{l} x}{\sin^2 c} = \frac{\cos^2 \frac{2c}{l} x - 1}{\cos^2 c - 1} \leq \frac{y}{f} =$$

$$\cos \frac{2c}{l} x - 1$$

$$\cos c - 1$$

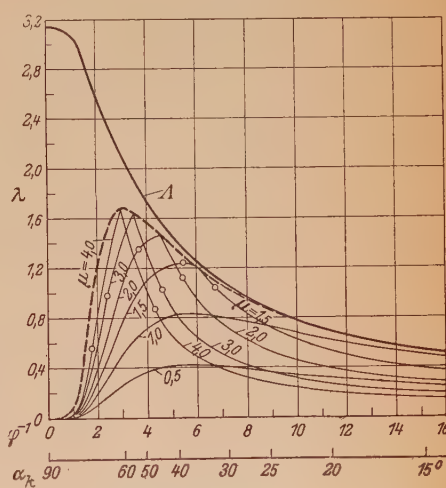


Abb. 7. A -Werte zur Ermittlung der günstigsten Grenzspannweiten $L = A \cdot K$.

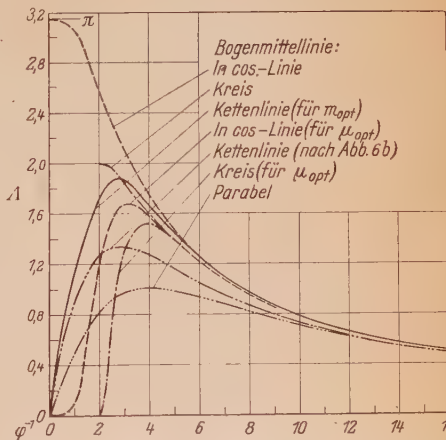


Abb. 7. A -Werte zur Ermittlung der günstigsten Grenzspannweiten $L = A \cdot K$.

Denn wegen $\frac{2}{l} x \leq 1$ ist $\cos \frac{2c}{l} x \geq \cos c$ und somit

$$\frac{\cos \frac{2c}{l} x + 1}{\cos c + 1} \leq 1.$$

Man hat für A zwei Kurvenzüge, je nachdem $m \cos^2 \alpha_k < 1$ oder > 1 ist (Abb. 8). Ihr Schnittpunkt entspricht $m \cos^2 \alpha_k = 1$. Die Kurve links davon gilt für $m \cos^2 \alpha_k < 1$ (nur der Kämpferquerschnitt ausgenutzt), rechts davon für $m \cos^2 \alpha_k > 1$ (nur der Scheitelquerschnitt ausgenutzt).

Die Schnittpunkte bestimmen nach Abb. 8 eine Spitzenkurve, deren Parameterdarstellung

(29)
$$\begin{cases} \varphi^{-1} = \frac{l}{f} = \frac{2c \sin c}{(\cos c - 1)^{3/2}} \\ A = \frac{L}{K} = \frac{2c (\cos c - 1)^{1/2}}{\sin c} \end{cases}$$

lautet (Parameter $c = \text{Ar Cos } m$).

Zu jedem Pfeilverhältnis φ des allgemeinen Kettenlinienbogens gehört eine günstigste Formgebungszahl⁷⁾ $m = m_{\text{opt}}$, für die L ein Maximum ist. m_{opt} bzw. c_{opt} sind bestimmt durch die erste der Gleichungen (29). Die zweite liefert A_{opt} .

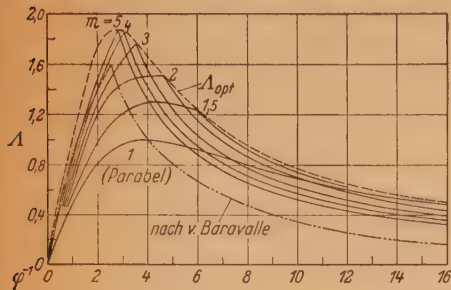


Abb. 8. A-Werte für den Kettenlinienbogen bei verschiedenen Formgebungszahlen m .

Die theoretischen Grenzspannweite beträgt hiernach z.B. 0,33 bei $\varphi^{-1} = 16$, 0,72 bei $\varphi^{-1} = 3$. Das widerlegt die Auffassung, die praktische Grenze der Spannweite sei unabhängig vom Pfeilverhältnis ein be-

Auf Grund numerischer Berechnungen hat v. Baravalle die optimalen, praktisch ausführbaren Grenzstützweiten des Kettenlinienbogens bestimmt. Die Ergebnisse^{6) 7)} sind nach einfacher Umrechnung als A -Kurve in Abb. 8 eingetragen. Das Verhältnis der praktischen zur the-

stimmter Bruchteil (z. B. 2/3) der theoretischen Grenzspannweite. Die Zunahme des Verhältnisswertes bei steilen Bogen besteht zu Recht, da hier bekanntlich die Ausschläge der Stützlinie gegenüber der Bogenmittellinie kleiner sind als bei flachen Bögen. Allerdings bringen sehr steile Bogen Schwierigkeiten bei der Bauausführung (hohe Gerüste), so daß die tatsächlichen Verhältnisswerte in Wirklichkeit ungünstiger sind.

12. Einfluß von $g(x)$ auf l_{max}

Liegt keiner der Sonderfälle unter 10 vor, so kann l_{max} beträchtlich unterhalb der Werte L des voll ausgenutzten Bogens liegen.

Zum Beweis dieser Behauptung wird für $g(x)$ der Ansatz (14) gewählt und die Kennzahl $\mu = g_k/g_s$ variiert. Die Ergebnisse der Untersuchung ersieht man aus den Abb. 6a bis 6c. Sämtliche λ -Kurven sind nach oben durch die A -Kurve begrenzt. Dort, wo sich im Falle $\mu = m$ die Hauptforderung (1) nur durch eine Berührung der Belastungskurve nach Abb. 4d erfüllen läßt, liegt die obere Begrenzung der Kurvenscharen sogar noch unterhalb A (Abb. 6c und 6d).

Die Rechnung soll am Beispiel des Kreisbogens angedeutet werden. Nach Tafel 1 gilt:

$$l = \frac{8 \varphi}{1 + 4 \varphi^2} r = \frac{L}{K} r = A \cdot r.$$

Die einzelnen Fälle sind in Abb. 9 dargestellt. r_{max} wird aus (12) gefunden.

I. $\mu < m$ oder $\mu \cos^3 \alpha_k < 1$.

1. $\mu \cos^2 \alpha_k > 1, a = b = 0$;

$$r_{\text{max}} = K, l_{\text{max}} = \frac{8 \varphi}{1 + 4 \varphi^2} K = L.$$

2. $\mu \cos^2 \alpha_k < 1, a = \frac{1}{2}, b = 0$;

$$r_{\text{max}} = K \mu \cos^2 \alpha_k, l_{\text{max}} = L \mu \left(\frac{1 - 4 \varphi^2}{1 + 4 \varphi^2} \right)^2.$$

3. $\mu \cos^2 \alpha_k = 1$.

Tafel I

Theoretisch größte Spannweiten L

Gesamtbelastung $q(x)$	Geometrie der Bogenmittellinie			Grenzfall L		
	$y(x)$	$\frac{r}{l}$	$\varphi = \frac{f}{l}$	$R = K \cdot f_q(a) \cdot \cos^2 \alpha_k$ $L = A \cdot K$	L_{max} bei	φ^{-1}
$\frac{q_s}{\cos^0 \alpha} = \text{const}$	$\frac{x^2}{2r}$ quadr. Parabel	$\frac{1}{8\varphi}$	$\frac{\text{tg } \alpha_k}{4}$	$R = K \cdot \cos^2 \alpha_k$ $L = \frac{8\varphi}{1 + 16 \varphi^2} \cdot K$	K	4
$\frac{q_s}{\cos \alpha}$	$r \left(\cos \frac{x}{r} - 1 \right)$ Kettenlinie	$\frac{1}{2 \text{Ar Cos } \frac{1}{\cos \alpha_k}}$	$\frac{\frac{1}{\cos \alpha_k} - 1}{2 \text{Ar Cos } \frac{1}{\cos \alpha_k}}$	$R = K \cdot \cos \alpha_k$ $L = \frac{1 - \cos \alpha_k}{\varphi} \cdot K$	1,32 K	2,96
$\frac{q_s}{\cos^2 \alpha}$	$-r \ln \cos \frac{x}{r}$	$\frac{1}{2 \alpha_k}$	$-\frac{\ln \cos \alpha_k}{2 \alpha_k}$	$R = K$ $L = 2 \alpha_k \cdot K$	$\pi \cdot K$ ($\pi = 3,14$)	0
$\frac{q_s}{\cos^3 \alpha}$	$r - \sqrt{r^2 - x^2}$ Kreis	$\frac{1 + 4 \varphi^2}{8 \varphi}$	$\frac{1 - \cos \alpha_k}{2 \sin \alpha_k}$	$R = K$ $L = \frac{8 \varphi}{1 + 4 \varphi^2} \cdot K$	2 K	2 (Halbkreis)
$q_s \times \left(1 + \gamma \frac{m-1}{f} \right)$	$\frac{f}{m-1} \times \left(\cos \sqrt{\frac{m-1}{f \cdot r}} x - 1 \right)$ Kettenlinie	$\frac{m-1}{4 c^2 \varphi}$ ($c = \text{Ar Cos } m$)	$\frac{(m-1) \text{tg } \alpha_k}{2c \sin c}$	a) $m \cos^2 \alpha_k \leq 1$ $R = K \cdot m \cdot \cos^2 \alpha_k$ $L = \frac{4 \cdot \frac{m c^2}{m-1} \cdot \varphi}{1 + \left(\frac{2c \sin c}{m-1} \right)^2 \varphi^2} \cdot K$ b) $m \cos^2 \alpha_k \geq 1$ $R = K$ $L = \frac{4 c^2 \varphi}{m-1} \cdot K$	1) $m \leq 2$ $(c \text{ Ctg } c) \cdot K$ $\frac{2c \sqrt{m-1}}{\sin c} K$ 2) $m \geq 2$ $\frac{2c \sin c}{(m-1)^{3/2}}$ (Spitzenkurve L_{opt}) 3) $L_{\text{opt max}}$ ($m = 5,56$) 1,87 K	$\frac{2c \sin c}{m-1}$ $\frac{2c \sin c}{(m-1)^{3/2}}$ 2,70

e Forderung (21)

$$\frac{y}{f} = \frac{1 - \cos \alpha}{1 - \cos \alpha_k} \geq \frac{\lg^2 \alpha}{\lg^2 \alpha_k}$$

$$\frac{\lg^2 \alpha_k}{1 - \cos \alpha_k} = \frac{1}{\cos^3 \alpha_k} + \frac{1}{\cos \alpha_k} \geq \frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{1}{\cos \alpha}$$

ir $\alpha \leq \alpha_k$ erfüllt. Also $a = b = 0$;

$r_{\max} = K, l_{\max} = L$.

$\mu > m$ oder $\mu \cos^3 \alpha_k > 1$;

$a = 0, b = \frac{l}{2}$.

$$r_{\max} = \frac{K}{\mu \cos^3 \alpha_k}, l_{\max} = L \frac{1}{\mu} \left(\frac{1 + 4 \varphi^2}{1 - 4 \varphi^2} \right)^3$$

$\mu = m$ oder $\mu \cos^3 \alpha_k = 1$.

Forderung (15)

$$\frac{y}{f} = \frac{1 - \cos \alpha}{1 - \cos \alpha_k} \leq \frac{f_q(x) - 1}{f_q\left(\frac{l}{2}\right) - 1} = \frac{1 - \cos^3 \alpha}{1 - \cos^3 \alpha_k} \cdot \frac{\cos^3 \alpha_k}{\cos^3 \alpha}$$

$$\frac{1 - \cos^3 \alpha_k}{\cos^3 \alpha_k - \cos^3 \alpha} = \frac{1}{\cos^3 \alpha_k} + \frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$\leq \frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{1}{\cos \alpha}$$

r $\alpha \leq \alpha_k$ nicht erfüllt. Also liegt b zwischen $x = 0$ und $x = \frac{l}{2}$ für $\mu \approx m$.

$$\text{Grenzfall } b \rightarrow \frac{l}{2}, q'\left(\frac{l}{2}\right) = g'\left(\frac{l}{2}\right).$$

us der betreffende Punkt der Kurve II zu

$$\varphi = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu - 1}{7\mu - 1}}$$

Grenzfall $b \rightarrow 0, q'(0) = g'(0), q''(0) = g''(0)$.

us der betreffende Punkt der Kurve I, 1 oder I, 2 zu

$$q = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu - 1}{7 - \mu}}$$

$\frac{y}{f} > b > 0, q(b) = g(b), q'(b) = g'(b)$.

nach α für die Berührungsstelle aus

$$\cos \alpha = \frac{6 \varphi^2}{(\mu - 1)(1 + 4 \varphi^2)} + \frac{3}{4}$$

φ zwischen den Werten für die Grenzfälle III, 1 und III, 2 und zu wählen ist.

$\mu \cos^2 \alpha_k > 1, a = 0$ und nach (12)

$$r_{\max} = K \frac{1}{\cos^3 \alpha \left(1 + y \frac{\mu - 1}{f}\right)} = K \frac{4 \cos \alpha - 3}{\cos^3 \alpha}$$

$$l_{\max} = L \frac{4 \cos \alpha - 3}{\cos^3 \alpha}$$

$\mu \cos^2 \alpha_k < 1, a = \frac{l}{2}$ und nach (12)

$$r_{\max} = K \frac{\mu \cos^2 \alpha_k}{\cos^3 \alpha \left(1 + y \frac{\mu - 1}{f}\right)}$$

$$l_{\max} = L \cdot \mu \cdot \left(\frac{1 - 4 \varphi^2}{1 + 4 \varphi^2} \right)^3 \cdot \frac{4 \cos \alpha - 3}{\cos^3 \alpha}$$

t lassen sich die λ -Kurven, wie in Abb. 10 gezeigt, aufzeichnen (Abb. 6 d).

zusammen-

ng und Ausblick

h den vor-

nden Entwick-

n können für

träger wenn

theoretische, so

sichere obere

werte für die

weiten errech-

werden. Damit

eine Reihe von

nissen im bis-

en Schrifttum

großen Grenz-

weiten ihre

igstellung erfahren.

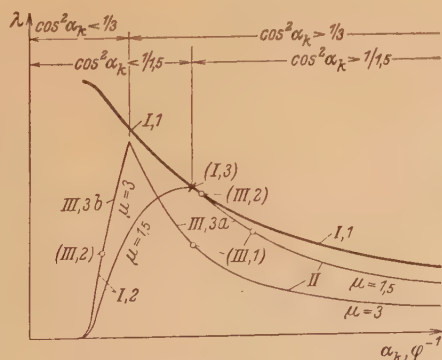


Abb. 10. Zusammensetzung der λ -Kurven (Kreisgewölbe). S. auch Abb. 6 d.

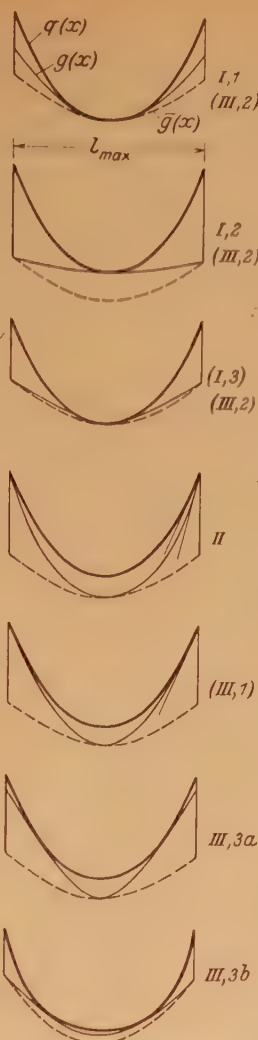


Abb. 9. Schematische Darstellung der Beziehungen zwischen $q(x)$, $g(x)$ und $\bar{g}(x)$ (Kreisgewölbe).

Die Einfachheit der gewählten Ansätze für die Grenzspannweite

$l_{\max} = \lambda \cdot K$ bzw. $L = A \cdot K$ erleichtert den Vergleich der Ergebnisse für die verschiedensten Bogenformen und Baustoffe. Dabei ist K eine anschauliche Größe (maximal zulässige Höhe einer sich selbst tragenden, aus dem Bogenmaterial errichteten Säule mit hinreichend großem, gleichbleibendem Querschnitt; siehe Tafel 2). Die λ - bzw. A -Werte können als Funktion des Pfeilverhältnisses für verschiedene Bogenformen aus graphischen Darstellungen entnommen werden (Abb. 6 bis 8).

Beispielsweise seien Massivbogen aus unbewehrtem Beton mit $\sigma_b \text{ zul} = 90 \text{ kg/cm}^2$ ($K = 391 \text{ m}$) und aus bewehrtem Beton mit $F_c/F_b = 0,01$ und $\sigma_b \text{ zul} = 180 \text{ kg/cm}^2$ ($K = 825 \text{ m}$) für die Pfeilverhältnisse 1:4 und 1:10 einander gegenübergestellt. Die angegebenen Grenzspannweiten $L = A \cdot K$ sind Idealwerte, die mit dem theoretischen Wirkungsgrad 1 verglichen werden können, dem sich Maschinen je nach ihrer Bauart mehr oder weniger nähern.

Außerdem sind die theoretisch günstigsten Pfeilverhältnisse angegeben sowie die zugehörigen absoluten Höchstwerte der Grenzspannweiten.

Wie bereits eingangs unter 1 erwähnt, liegen die praktisch erreichbaren Spannweiten L_{prakt} weit unterhalb dieser Werte. Die Bestimmung von L_{prakt} ist schwieriger und wegen der Mannigfaltigkeit der zu berücksichtigenden Einflüsse sehr unsicher. Doch gibt bei der Abschätzung des Faktors V in dem Ansatz

(30) $L_{\text{prakt}} = V \cdot L$ die Kurve nach v. Baravalle in Abb. 8 wertvolle Anhaltspunkte. Für die Kettenlinie mit $\varphi = 1:4$ ist hiernach $V = 1,0:1,67 = 0,6$ also $L_{\text{prakt}} = 0,6 \cdot 1379 = 825 \text{ m}$ bei einer Pfeilhöhe von 206 m.

Tafel 2.

Qualitätsfaktor $K \doteq \sigma/\gamma$ in m

σ_{zul} kg/cm ²	Mauerwerk $\gamma = 2,6 \text{ t/m}^3$	Beton und Stahlbeton				Stahl $\gamma = 7,9 \text{ t/m}^3$
		$\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$ $F_c/F_b = 0$	$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$ $= 0,003$	$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$ $= 0,010$	$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$ $= 0,020$	
30	115	130	134	138	150	—
60	231	261	269	275	300	—
90	346	391	403	412	450	—
120	—	—	537	550	600	—
150	—	—	671	687	750	—
180	—	—	806	825	900	—
1400	—	—	—	—	—	1772
2100	—	—	—	—	—	2659

Die Erreichung der von Freyssinet geforderten 1000 m-Grenze bei Stahlbetonbogen verlangt somit noch eine wesentliche Steigerung der zulässigen Betonspannung über 180 kg/cm².

Der Vergleich ausgeführter Spannweiten mit den eindeutigen, theoretischen Grenzspannweiten entsprechender Bögen führt zu einer widerspruchsfreien Begriffsbildung für die Bogenkühnheit,

Tafel 3.
A- und L-Werte für mehrere Bogenformen.

Bogenform	A		L (in m)				Höchstwerte für A und L			
	für $\varphi =$		unbewehrt für $\varphi =$		bewehrt für $\varphi =$		φ^{-1}	$A_{\max}$	$L_{\max}$ (m)	
	1:4	1:10	1:4	1:10	1:4	1:10			unbew.	bewehrt
Parabel	1,00	0,69	391	270	825	570	4	1,00	391	825
Kreis	1,60	0,77	625	301	1320	635	2	2,00	782	1650
Kettenlinie mit günstigster Formgebungszahl	1,67	0,78	653	305	1379	644	2,7	1,87	731	1544
In cos — Linie	1,74	0,78	676	305	1436	644	0	3,14	1228	2590

entgegen der heute in Deutschland noch üblichen Größe l^2/f bzw. $l^2/8f$ für das Kühnheitsmaß¹¹⁾.

Zum Schluß sollen Bogenträger betrachtet werden, deren Mittellinie nach der Stützlinie für das Bogeneigengewicht $g(x) = g_s f_g(x)$ geformt ist. $f_g(x)$ liegt mit der Bogenform von vornherein fest. Bei weitgespannten Massivbogen wird in der Regel auch hinreichende Übereinstimmung der Bogenmittellinie mit der Stützlinie für das Eigengewicht der gesamten Brückenkonstruktion herrschen bzw. sich durch entsprechende Gestaltung der Aufbauten leicht erzielen lassen. Die Normalspannungen in den Bogenquerschnitten sind nach (9) und (10) mit $q(x) \equiv g(x)$

$$(31) \quad \sigma_g(x) = \frac{\gamma \cdot r}{f_g(x) \cos^2 \alpha},$$

d. h. unabhängig von g_s . Eine beliebige Änderung aller Querschnitte bei Wahrung der Verteilungs-Funktion $f_g(x)$ läßt $\sigma_g(x)$ unberührt.

Liegt außer dem Verlauf der Querschnitte F auch der der Trägheitsmomente J von vornherein fest, so können auch beim statisch unbestimmten Bogenträger alle Schnittkräfte für beliebige Ursachen als Abhängige von F und J eines Querschnittes ermittelt werden, da bekanntlich nur die Verhältnisswerte der Querschnittsflächen und Trägheitsmomente in die Arbeitsintegrale eingehen.

Nach der gebräuchlichen Bogenbemessung werden die Größenabmessungen der Querschnitte oder, was hier auf dasselbe hinauskommt, die Eigengewichtsspannungen σ_g zunächst geschätzt und die Querschnitte des gewichtslos gedachten Bogens für die Spannung $\sigma_{zul} - \sigma_g$ dimensioniert. Hiernach ist $g(x)$ bekannt und liefert die mit der geschätzten zu vergleichende, tatsächliche Eigengewichtsspannung. Die Rechnung muß solange wiederholt werden, bis geschätzte und berechnete Spannung hinreichend übereinstimmen.

Wird dagegen die Gleichung (31), die für $x = a$ der Gleichung (26) entspricht, zugrunde gelegt, sind unter den obigen Voraussetzungen

¹¹⁾ Die diesbezüglichen Untersuchungen sind Gegenstand einer besonderen Arbeit des Verfassers.

die Eigengewichtsspannungen bekannt. Der aus gewichtslos gedachtem Stoff ($\gamma = 0$) bestehende Bogen ist somit für die reduzierten Spannungen¹²⁾.

$$(32) \quad \sigma'(x) = \sigma_{zul} - \frac{\gamma \cdot r}{f_g(x) \cos^2 \alpha}$$

zu bemessen. An den Stellen $x = a$ der höchsten Eigengewichtsspannungen muß

$$(33) \quad \sigma_g(a) = \frac{\gamma \cdot r}{f_g(a) \cos^2 \alpha_a} = \frac{\gamma \cdot l}{A}$$

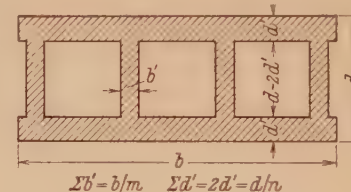


Abb. 11. Bogenquerschnitt.

hinreichend weit unterhalb σ_{zul} liegen, um zu brauchbaren Querschnitten zu kommen. Zur unmittelbaren Bestimmung der Bogenstäken $d(x)$ wird in jedem Querschnitt die Massenverteilung so vorgenommen, daß für Querschnitt, Trägheitsmoment und Widerstandsmoment gilt

$$(34) \quad F = k_1 d, \quad J = k_2 d^3, \quad W = 2k_2 d^2.$$

Beispielsweise ist für den Querschnitt in Abb. 11.

$$(35) \quad k_1 = \frac{m+n-1}{m \cdot n} b, \quad k_2 = \frac{1}{12} \left[1 - \left(\frac{m-1}{m} \right) \left(\frac{n-1}{n} \right)^3 \right] b^3$$

In der Spannungsgleichung

$$(36) \quad \sigma' = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}$$

sind dann N , M , F und W Funktionen von d . Es ergeben sich je nach dem Grade der statischen Unbestimmtheit des Bogens für d Gleichungen bis zum 6. Grade, die am besten graphisch gelöst werden

¹²⁾ H. Neuffer, Neues Verfahren zur unmittelbaren Ermittlung von Massiv-Bogeneigengewichten. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft 37, Berlin 1937, W. Ernst & Sohn. Hier ist ein ähnliches Verfahren für den besonderen Fall des In-Bogens entwickelt.

Zwei neue Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton

Von Professor Bernhard Wedler, Berlin.

Entsprechend seiner Aufgabe, die Bestimmungen der fortschreitenden Entwicklung und den neuauftretenden Bauaufgaben anzupassen, hat der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton gemeinsam mit der Deutschen Studiengesellschaft für Trümmerverwertung Richtlinien für die Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten DIN 4231 und Richtlinien für die Ausführung geschütteter Leichtbetonwände für Wohn- und andere Aufenthaltsräume DIN 4232 bearbeitet¹⁾ und den zuständigen Behörden der Länder zur Einführung als Richtlinien für die Baupolizei vorgelegt²⁾.

Instandsetzung beschädigter Stahlbetonbauten

Stahlbetonbauten, die durch Spreng- oder Brandwirkung beschädigt sind, lassen sich sehr oft mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand wieder herstellen. Für die Behebung von Brandschäden

¹⁾ Zu beziehen durch Beuth-Vertrieb, Berlin W 15 und Krefeld-Uerdingen, auch abgedruckt in Wedler, Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 3. Aufl., Teil H u. I Berlin, 1949, Wlb. Ernst & Sohn.

²⁾ Das Ministerium für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen hatte bereits den Entwurf beider Normblätter mit Runderlaß vom 13. Juni 1949 als vorläufige Richtlinien für die Baupolizei eingeführt.

liegen schon umfangreiche Erfahrungen aus der Vorkriegszeit vor. Neu hinzugekommen ist die Behebung von Sprengschäden. Umfang und Art der Beschädigungen und die Wege zu ihrer Behebung sehr verschieden sein können, beschränken sich die Richtlinien für die Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten auf einige allgemein gültige Festsetzungen und Hinweise.

Sie beziehen sich zunächst auf Hochbauten, gelten sinngemäß aber auch für Brückenbauten. In jedem Fall bedarf die Wiederherstellung einer besonders sorgfältigen Vorbereitung und Beachsichtigung während der Ausführung. Schon beim Abbruch nicht mehr verwendbarer Teile soll ein sachverständiger Ingenieur (Statiker) zugezogen werden, damit Maßnahmen vermieden werden, den Zustand des Bauwerks verschlechtern und die Instandsetzung erschweren, z. B. durch Abschneiden wichtiger Bewehrungsstäbe. Fehlen die Bewehrungszeichnungen, so sollen die Bewehrungen möglichst auf zerstörungsfreiem Wege, z. B. durch Röntgenstrahlung

³⁾ Z. B. Brand bei Sarotti in Berlin-Tempelhof, Zentralbl. d. Bauverw. 42 (1952) S. 265. Weitere Schrifttumsnachweise siehe Fortschritt und Forschungen im Bauwesen, Heft B 4, S. 35/36.

telt werden. Das Stemmen zur Feststellung der Bewehrung auf das unbedingt Notwendige zu beschränken. Die z. Z. benutzten Röntgenstellen sind in einer Fußnote angegeben.

ird ein beschädigtes statisch unbestimmtes Tragwerk in den Abmessungen und mindestens mit der ursprünglichen Bewehrung durch Ergänzung der fehlenden Teile oder durch Wiedergabe beschädigter Teile wieder hergestellt, so braucht in der Regel der Spannungszustand, der sich nach der Instandsetzung ergibt, nicht rechnerisch nachgewiesen zu werden, wenn das ursprüngliche statische System des Tragwerks bei der Instandsetzung unverändert wird. Bei entsprechender Belastung stellt sich dann gewöhnlich, meist unter plastischer Dehnung der Bewehrung, die ursprüngliche Spannungsverteilung etwa wieder ein. Die Bruchzustände des Bauwerks wird durch dieses Vorgehen gegenüber dem Zustand vor seiner Beschädigung nicht vermindert. Bei dieser Art von Ausbesserungen muß allerdings auch später noch mit dem Auftreten von Zugrissen im Beton gerechnet werden. Diese sind, wenn sie sich nicht mehr vergrößern, zu schließen. Derartige Bauwerke müssen daher ausreichend lange beobachtet werden.

ese Vorschrift gestattet zum ersten Mal im Stahlbetonbau, das Verhalten des Stahls unter der Gebrauchslast auszunutzen, was im Stahlbau bereits seit langem bei durchlaufenden Decken aus Stahl zulässig ist. Dies bedeutet eine wesentliche Erleichterung des Entwurfs und der Ausführung. Selbst wenn es in anderen Fällen einmal gelingt, die ursprünglich wirksamen gemeinsamen statisch unbestimmten Stützkräfte genau in der gleichen Weise wieder einzuleiten, so ist dieser Zustand im allgemeinen nicht von bleibender Dauer; denn das stärkere Kriechen und Schwinden der neuen Betonteile vermögen erhebliche Spannungsumlagerungen herbeizuführen, deren Größe und Verteilung in der Regel nicht vorherbestimmt werden können.

as oft geübte Entlasten der noch bestehenden Bauteile durch Stützen usw. ist hiernach in der Regel entbehrlich und führt zu Schwierigkeiten wegen der Schwierigkeiten, die die richtige Bemessung der Überwachung der zur Entlastung einzuleitenden Kräfte bieten, auch auch nur zu einem Scheinerfolg, u. U. sogar zu Schäden. Während der Instandsetzungsarbeiten muß selbstverständlich sichergestellt sein, daß in jedem Zustande bis zum vollständigen Abschluß der Arbeiten ein Gleichgewichtszustand möglich ist und daß diesem Zustand entsprechenden Kräfte mit den zulässigen Spannungen aufgenommen werden können. Hierbei ist es unklar, ob dieser Zustand erst nach plastischer Verformung des Bauwerks auftreten kann.

weit ein statischer Nachweis zu erbringen ist, sind hierfür die geltenden Bestimmungen maßgebend. Bei der Bemessung der zulässigen Spannungen darf aber auch von der jetzt vorhandenen Festigkeit ausgegangen werden, die im allgemeinen größer ist als W 28. Für die Verbindung gerissener und den Anschluß der Bewehrungen an vorhandene ist auch das Schweißen von Bewehrungen zwischen den Rundstäben und Laschen aus Flachstahl zulässig, während bei Neubauten zur Verbindung von Bewehrungen nur die Abbrennstumpfschweißung verwendet werden darf (DIN 1045, § 14, 1c). Die Schweißer müssen aber den in DIN 4100 festgelegten Anforderungen genügen und laufend nach diesem Normgeprüft werden.

er neu einzubringende Beton muß in seiner Festigkeit derjenigen des alten Betons entsprechen. Um sein Schwindmaß möglichst klein zu halten, ist die erforderliche Druckfestigkeit des neuen Betons im Mörtel in erster Linie durch besonders gute Kornzusammensetzung, gute Verdichtung (möglichst durch Rütteln) und geringen Wasserzementgehalt, nicht aber durch hohen Zementzusatz zu erzeugen. Die Entfernung beschädigter Säulen in unteren Geschossen genügt nicht, die unmittelbar von der Stütze getragenen Teile abzutrennen. Dies muß vielmehr auch in den oberen Geschossen geschehen, damit der Anschluß zwischen der untersten abgetragenen Decke und der darüberstehenden Stütze nicht abgesichert wird.

Rüttelte Leichtbetonwände — DIN 4232

s Schütten von Leichtbetonwänden für Wohn- und andere Aufenthaltsräume, ein Verfahren, das bereits nach dem vorigen Paragraphen z. T. mit großem Erfolg angewandt worden ist, hat in Zusammenhang mit der Verwendung von Ziegelsplitt, der aus den Trümmern unserer zerstörten Städte gewonnen wird, als Mittel zur Senkung der Rohbaukosten und zur Einsparung

von Facharbeitern auf der Baustelle in den letzten Jahren außerordentlich an Bedeutung und Verbreitung gewonnen. Es war daher notwendig, die wichtigsten für diese Bauart maßgebenden Gesichtspunkte und die bisher gesammelten Erfahrungen in Richtlinien zusammenzufassen. Diese nennen u. a. die Anforderungen, die an Hauswände aus Leichtbeton hinsichtlich des Wärme- und Schallschutzes, des Raumgewichtes und der Festigkeit gestellt werden müssen, legen die in Betracht kommenden Betongüten (B 20, B 30, B 50 und B 80) und zulässige Spannungen fest. Der erforderliche Wärmeschutz kann bei den praktisch in Betracht kommenden Wanddicken nur durch ein poriges Beton erreicht werden, bei Zuschlagstoffen ohne ausreichende Eigenporigkeit, wie z. B. dem Ziegelsplittbeton, also nur durch Schaffung ausreichender Hohlraumsporen (Einkornbeton).

Poriger Leichtbeton darf ähnlich wie Mauerwerk aus Leichtbeton erst 0,5 m über Gelände beginnen, also oberhalb der Einwirkung des Spritzwassers. Die Kellerwände müssen, wenn sie aus Beton hergestellt werden, geschlossenes Gefüge haben, wobei als Zuschlagstoff natürlich auch Ziegelsplitt verwendet werden kann. Poriger Leichtbeton ist auch für Brandwände und Wohnungstrennwände zugelassen, nicht aber für Schornsteine. Brandwände und Wohnungstrennwände müssen mindestens 25 cm, Außenwände in der Klimazone II, in der Ziegelwände 38 cm dick sein müssen, mindestens 30 cm dick sein. Außenwände aus Beton B 50 und B 80 müssen wegen der geringeren Wärmedämmung dieses Betons im allgemeinen dicker sein.

Die zulässigen Spannungen sind nach den Betongüten in Abhängigkeit von der Anordnung an DIN 1047 gestaffelt. Die Begriffsbestimmung für Pfeiler und die Abminderung der hierfür zulässigen Spannungen entspricht dagegen DIN 1053, da auch ähnliche Vorschriften für die Aussteifung der Wände wie für Mauerwerk gelten⁴⁾.

Als Maßnahmen gegen die Bildung grober Schwind- und Setzrisse werden, außer Trennfugen im Abstände von höchstens 35 m, in Höhe jedes Geschosses durchlaufende bewehrte Ringanker gefordert. Auf sie kann nur verzichtet werden bei Anordnung massiver Geschoßdecken, und zwar nur bei den Wänden, zu denen die Hauptbewehrung der Decken parallel läuft. Geschüttete Häuser mit solchen Massivdecken aus der Zeit nach dem ersten Weltkrieg sind bisher rißfrei geblieben, während entsprechende Häuser mit Holzbalkendecken, zu schwachen Ringankern und unzweckmäßig zusammengesetztem Beton vielfach Risse zeigen. Die Ringanker dürfen zwischen den Trennfugen nicht unterbrochen werden, auch nicht durch Treppfenster. Dies bedingt u. U. eine von der bisherigen abweichende Lösung, die aber nach Ansicht einsichtiger Architekten keine Schwierigkeiten bereitet. Daß die Ankerdurchführung bei einer bestimmten Stellung der Treppenbenutzer in Augenhöhe liegt, muß als unerheblich angesehen werden, da die Treppenhäuser in erster Linie zur Belichtung der Treppen, nicht aber zum Hinausschauen dienen.

Gegen die Verwendung des Schüttbetons für Häuser von wesentlich mehr als 12 m Länge in Bergsenkungsgebieten spricht die Tatsache, daß geschüttete Wände den Einsenkungen des Bodens weder elastisch noch plastisch folgen können und mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln auch nicht zu starren Scheiben ausgebildet werden können. Wenn auch vielleicht die Biegezugspannungen durch Bewehrungen aufgenommen werden können, so ist dies bei den schrägen Hauptzugspannungen, besonders in den Fensterpfeilern usw., praktisch nicht möglich.

Schnelles Ausschalen und häufige Wiederverwendung der Schalungen ist ausschlaggebend für den Baufortschritt und für die Wirtschaftlichkeit der Bauart. Werden Erhärtungsversuche nach DIN 1048 ausgeführt und dabei nachgewiesen, daß die Betonfestigkeit den dreifachen Wert der beim Ausschalen vorhandenen Druckspannung, mindestens aber den Wert $W = 8 \text{ kg/cm}^2$ erreicht hat, so darf ausgeschalt werden. Bei günstiger Witterung und gutem Zement ist dieser Wert oft schon nach 1 bis 2 Tagen erreichbar. Bei kühler Witterung ist Vorsicht geboten. Bei gleichbleibenden Verhältnissen brauchen die Erhärtungsprüfungen m. E. nicht für jedes Geschöß wiederholt zu werden.

Beim Schütten der Wände mit Gleitschalung müssen die nachträglich eingebauten Decken besonders sorgfältig mit den Wänden verankert werden (Vgl. DIN 4225, Entwurf für die Neufassung 1949 § 16, 2d).

⁴⁾ Vgl. auch Grundsätze für die Ausführung von Mauerwerk aus Leichtbeton, Abschn. 5c. Abgedruckt in Wedler, Berechnungsgrundlagen für Bauten, 21. Aufl., S. 53, Berlin 1946, W. Ernst & Sohn.

Veränderungsmöglichkeiten an Stahlbetonbauten

Hebung einer geneigten Grubenbahnbrücke

Von Regierungsbaumeister a. D. Krafft von Scanzoni, Reit im Winkl (Obb.)

Die Stahlbetonbauweise ist im allgemeinen späteren Aenderungen nur schwer zugänglich. Die Praxis hat jedoch schon in vielen Fällen das Gegenteil bewiesen. Die im folgenden beschriebenen Aenderungsarbeiten an einer Stahlbetonbrücke dürften einen weiteren Beweis hierfür liefern und wegen ihrer Eigenart, namentlich mit Rücksicht auf Wiederherstellung durch den Krieg beschädigter Stahlbetonbauten das Interesse der Fachkollegen beanspruchen können.

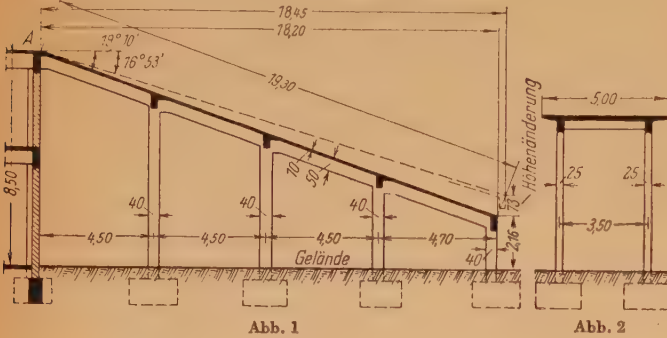


Abb. 1

Abb. 2

Eine bestehende Grubenbahnbrücke aus Stahlbeton, deren Form und Abmessungen aus Abb. 1 und 2 ersichtlich sind, erwies sich hinsichtlich ihrer Neigung als zu steil. Bei gleichbleibender Höhenlage des oberen Punktes A sollte sie am unteren Ende um 0,73 m gehoben, bzw. nach

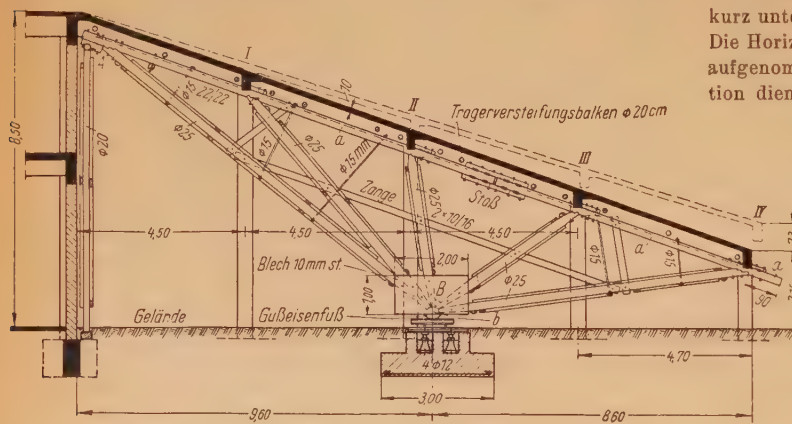


Abb. 3

oben gedreht werden. Da ein Abbruch der Brücke nicht in Frage kommen konnte, eine Aufstockung nicht gewünscht wurde und der Betrieb über die Brücke außerdem nicht unterbrochen werden durfte, schlug der Verfasser die nachstehend beschriebene Lösung vor.

Der Vorschlag, die Brücke zu unterrüsten, und nach Durchschneiden der oberen Stützenenden die Brückentafel mittels Hebgeschirren emporzutreiben, mußte wegen der Schräglage ausscheiden, da es unmöglich erschien, die gegenseitig abweichenden Hubwege von vier Spindelpaaren mit einfachen Hilfsmitteln so genau auf einander abzustimmen, daß keine Risse infolge ungleichmäßiger Bewegungsvorgänge entstehen würden. Es mußte daher ein Weg gefunden werden, der die Hebung von nur einem Punkt aus ermöglichte. Dies wurde erreicht durch Einbau eines dreieckförmigen, auf der Spitze stehenden Sprengwerks, auf dessen Spitze die Kraftübertragung erfolgte (Abb. 3).

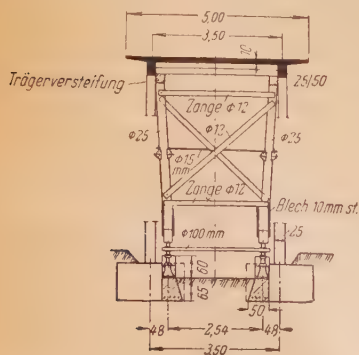


Abb. 4

Wie aus Abb. 4 und 6 ersichtlich ist, wurden die am unteren Punkt des Sprengwerks eng zu-

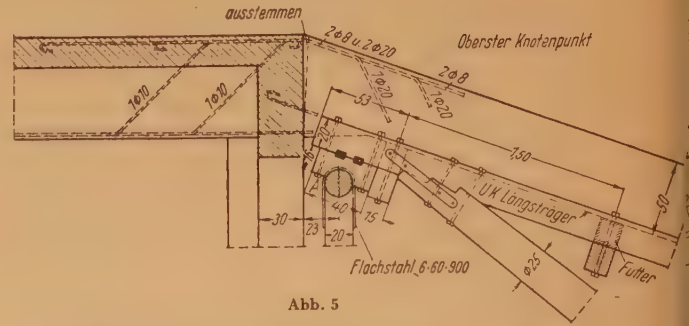


Abb. 5

sammenlaufenden Streben auf einen Gußkörper b geführt, der nach unten eine gewölbte Lagerfläche hatte. Außerdem wurde dieser Knotenpunkt noch durch ein 10 mm starkes Blech beidseitig gegen etwaige Ausweichen der einzelnen Streben gesichert. Besondere Sorgfalt mußte der Ausbildung des oben liegenden Drehpunktes A zugewendet werden. Die beiden Brückenlängsträger gingen hier in horizontal liegende Deckenträger über und waren durch Eiseinlagen mit diesen steif verbunden. Es mußte also eine Trennung vorgenommen werden, wodurch jedoch die oben liegenden Eisen nicht durchschnitten, sondern auf ihrer etwa 2 m betragende Länge aus dem Beton herausgestemmt und nach Fertigstellung der Arbeit wieder ausgegossen wurden. Um die unter befindlichen Eisen, die im Mittelpunkt der Drehbewegung lagen, nicht durch den dort auftretenden Auflagerdruck zu beanspruchen, wurde kurz unterhalb ein regelrechtes Drehlager aus Holz ausgebildet (Abb. 5). Die Horizontalkräfte der Streben wurden durch ein hölzernes Zugband aufgenommen, das gleichzeitig zur Auflagerung der Brückenkonstruktion diente.

Hinsichtlich der Gleichgewichtsbedingungen der Sprengwerksanordnung ist zu bemerken, daß gemäß Abb. 3 die Lage des Druckpunktes B so gewählt wurde, daß ein Anheben des oberen Punktes A der Brücke im entgegengesetzten Sinne der Drehbewegung nicht möglich war. So wurde für A ein positiver Auflagerdruck von etwa 1 t angenommen und hiernach die Lage des Druckpunktes B berechnet. Der von diesem beschriebene Weg liegt auf einer Kreisbahn mit dem Mittelpunkt in A. Die Kreisbahn mußte einer Verwendung von Spindeln sehr hinderlich sein, da diese nur senkrechte Kräfte aufzunehmen in der Lage sind. Die ursprünglich senkrechte Lage der Spindeln mußte der Tangentialrichtung folgend in eine immer geneigtere übergehen und die Spindeln schließlich zum Umfallen bringen. Dies zu verhindern wurde die aus Abb. 3 und 6 ersichtliche Anordnung gewählt.

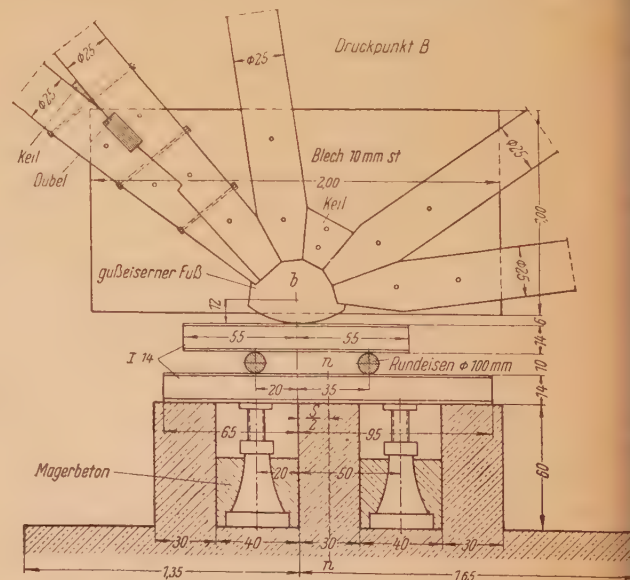


Abb. 6

rch Anordnung eines Rollenpaares zwischen Druckpunkt und Spindel wurde die Horizontalkomponente ausgeschaltet, so daß die Spindeln senkrechte Wege zu machen haben. Die beiden aus Rundeisen 100 mm bestehenden Rollen waren zwischen zwei Trägerpaaren von 3 $\times$ 14 gelagert. Die Anfangs- und Endstellung der Walzen gegenüber den Spindeln war so gewählt, daß in beiden Stellungen die Resultierende den gleichen Ausschlag $s/2$ von der Symmetrielinie $n-n$ hatte; hierbei ließen sich die von den Walzen zurückzulegenden senkrechten und waagerechten Wege aus der Gleichung für die Zykloide berechnen. Zur Entlastung der Spindeln beim Aufbau des Sprengwerks und zur Ausschaltung von Hartholz scheiben während der Hubbewegung wurden je drei Betonwürfel zwischen Fundament und Trägerunterkante eingelegt.

Vor Inangriffnahme der Hubarbeiten mußten erhebliche Eingriffe in die Betonkonstruktion vorgenommen werden. Die Stahlbetonstützen



Abb. 7

mußten infolge ihrer mit den Längsträgern steifen Verbindung in eine um Lot abweichende Lage kommen, deshalb entsprechend zurückgedreht und außerdem in waagerechter und senkrechter Richtung neu gelagert werden. Zu diesem Zweck wurden die Stützenfüße von ihren Fundamenten getrennt und am Uebergang der Stützen an die Längs-

träger an der dem Drehpunkt zugekehrten Seite keilförmige Einschnitte unter gleichzeitiger Verkürzung der dort liegenden Eisen vorgenommen. Die um das genau berechnete Maß verkürzten Eisen wurden nach der Hebung sorgfältig zusammengeschweißt, die Lücken ausgegossen.

Die so beschriebene Anordnung bewährte sich bei der Hebung in jeder Beziehung; sie vollzog sich vollkommen frei von irgend welchen Unfällen, mathematisch genau nach den vorberechneten Wegen. Sowohl die dünne, nur 10 cm starke Platte, wie auch die schwachen Träger blieben vollkommen rissefrei und zeigten auch heute nach Jahren keinerlei Veränderungen. Die eigentliche Hubarbeit war in $1\frac{1}{2}$ Stunden beendet, während die Vorarbeiten 10 Tage in Anspruch nahmen. Der zweigleisige Betrieb über die Brücke ruhte nur etwa 48 Stunden. Die Lichtbilder (Abb. 7 und 8) geben ein anschauliches Bild der Gesamtanordnung. Zur Bedienung der beiden Spindelpaare waren je fünf Arbeiter angesetzt.



Abb. 8

Zum Schluß mag noch auf einen kleinen Zwischenfall hingewiesen werden, der die erhebliche Elastizität der Stahlbetonbauwerke zeigt. Nach den ersten Umdrehungen der Spindeln konnte wohl eine Hebung des Druckpunktes um einige cm festgestellt werden, während das freie Ende der Brücke immer noch fest saß. Eine Untersuchung zeigte, daß ein Rundeisen des äußersten Stützenfußes nicht frei gestemmt war. Nach Beseitigung dieses Mangels hob sich das Brückenende sofort um 25 cm; um dieses Maß hatte sich der Brückenträger durchgebogen, ohne zu einer Rissebildung zu führen.

Durch den günstigen Ausfall dieser Arbeit ist, wie schon eingangs erwähnt, ein weiterer Beweis erbracht, daß die Stahlbetonbauweise durchaus nachträglichen Aenderungsarbeiten zugänglich ist, eine Tatsache, die für die Wiederherstellung so vieler Bombenschäden an Stahlbetonbauten von Wichtigkeit ist.

Vermischtes

Ing. Hermann Bay, 25 jähriges Dienstjubiläum

Am 15. November 1949 konnte Dr. Ing. Hermann Bay das 25 jährige Dienstjubiläum bei der Wayß & Freytag A. G. feiern. Der Jubilar hat an der Technischen Hochschule Stuttgart studiert, war anschließend Assistent von Herrn Professor Dr. Mörsch war. Er hat zahlreiche wissenschaftliche Abhandlungen hervorgebracht, die sich vorwiegend mit Fragen der Spannungsermittlung an Stahlbetonbauteilen und zwar besonders in Scheiben befassen. Von denen ein großer Teil in „Beton und Eisen“ erschienen ist. Seit dem 1. Februar 1939 ist Herr Dr. Bay technischer Leiter der Niederlassung Hamburg seiner Firma.

100-Jahr-Feier der Erfindung des Stahlbetons in Paris

Vor hundert Jahren war die Zeit für die Erfindung des Stahlbetons reif¹⁾. Von den Männern, die damals etwa gleichzeitig, unabhängig voneinander, weit vorausschauende Ideen für die Verwendung des Verbundes von Beton und Stahl entwickelt und die ersten praktischen Versuche damit gemacht haben, waren Lamotte, Monier und François Coignet Franzosen, Hyatt und B. A. Parker Amerikaner. Praktische Bedeutung für die Entwicklung des Stahlbetons haben vor allem Monier und Coignet gefunden. Deshalb hat die französische Regierung zur Erinnerung an diese nationale Leistung Anfang November 1949 in Paris eine 100-Jahr-Feier der Erfindung des Stahlbetons veranstaltet, die durch die Einladung und Teilnahme von Ingenieuren fast aller europäischen Länder ein derartiges Ereignis von internationaler Bedeutung des Stahlbetons entsprechendes internationales Gepräge erhielt. Zum erstenmal nach dem Kriege

war auch deutschen Bauingenieuren und Architekten wieder Gelegenheit gegeben, die persönlichen Beziehungen zu ausländischen Kollegen zu erneuern. Die Durchführung der Tagung oblag dem Verband der französischen Stahlbeton-Unternehmer unter der Leitung ihres Präsidenten Fougere. In den ausgezeichneten Vorträgen berichteten Männer von internationalem Ruf über Vergangenheit, Gegenwart und Zukunft des Stahlbetons, wobei auch die Verdienste bedeutender Ingenieure außerhalb Frankreichs nach bestem Wissen gewürdigt wurden.

Es sprachen:

- Caquot, über die Entstehung des Stahlbetons,
- Fougerolle, über die Entwicklung,
- Boutet, über seine Verwendung zur Wiederherstellung der im Kriege zerstörten Kunstbauten,
- Lossier^{*)}, über die nach dem heutigen Stand der Erkenntnisse und der Entwicklung der Baustoffe mit Stahlbeton theoretisch erreichbaren Grenzleistungen.
- Freyssinet^{*)} berichtete nach eigenen Erlebnissen über die Fortschritte der letzten Jahrzehnte.
- Fougere beschrieb Lehrgerüste mit großen Spannweiten, ein Gebiet, auf dem die Franzosen ganz besondere Leistungen zu verzeichnen haben.
- Balency-Béarn schilderte die überaus zahlreichen Bestrebungen, neue Wege bei der Anwendung des Stahlbetons im Hochbau zu beschreiten.
- Perret, der als Architekt schon vor Jahrzehnten die Gestaltung des Stahlbetons gemeistert hat und dessen Bauwerke den Baustil lange Zeit führend beeinflusst haben, bekannte sich aus der Weisheit seines hohen Alters noch einmal zu

¹⁾ Foerster, Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbetonbaues. Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Band, Berlin 1930; Wilhelm Ernst & Sohn.

^{*)} Der Vortrag wird in B. u. St. demnächst veröffentlicht.

diesem Baustoff, der dem Architekten so viele Möglichkeiten bietet.

Im Zusammenhang mit den Vorträgen wurden verschiedene vorzügliche Filme vorgeführt, die den schon in den Vorträgen gewonnenen Eindruck bestärkten, daß die Gunst der Geländeverhältnisse und die besonders große Aufgeschlossenheit der französischen Baubehörden gegenüber dem Stahlbetonbau den französischen Ingenieuren und Unternehmungen häufiger als uns die Möglichkeit bietet, Spitzenleistungen des Brückenbaues zu vollbringen; daß man aber auch diese Gelegenheiten vorbildlich zu nutzen verstanden hat.

Neben den Vorträgen wurden Besichtigungen neuerer Bauten geboten. Sie zeigten uns, daß man in Frankreich nach wie vor bereit ist, sich über Bedenken hinwegzusetzen, die uns unüberwindlich erscheinen. Auch bei den Besichtigungen war es wieder ein Lehrgestüt, das den deutschen Besuchern besondere Anregungen brachte.

Die mit der Tagung verbundenen gesellschaftlichen Veranstaltungen erhielten dadurch eine besonders feierliche Note, daß der Minister der öffentlichen Arbeiten, des Verkehrswesens und des Fremdenverkehrs persönlich den Vorsitz führte und in geistvollen Ansprachen zu erkennen gab, daß die französische Regierung die Bedeutung des Stahlbetons zu würdigen weiß.

Mit der Tagung war die Eröffnung einer Stahlbetonausstellung im Museum der öffentlichen Arbeiten verknüpft, einer Ausstellung, die für Fachleute und Laien gleich sehenswert ist und einen Eindruck sowohl von den Leistungen der Erfinder des Stahlbetons vor hundert Jahren wie auch der französischen Bauingenieure der Gegenwart auf dem Gebiete des Stahlbetons vermittelt.

Über Einzelheiten der Vorträge wird nach Erscheinen des Tagungsberichtes noch besonders berichtet werden.

Bornemann

Beton-Verein Berlin/Vortrag von Dr. Lydtin über Herstellung von Beton und neue Schalungsverfahren

Im Rahmen der Vortragsfolge über die Ergebnisse der Besichtigungsfahrt des Beton-Vereins Berlin nach Westdeutschland berichtete Dr.-Ing. W. Lydtin von der Grün & Bilfinger A.-G., Berlin, in einem zweiten Vortrag am 18. November 1949 über die Herstellung von Beton und über neue Schalungsverfahren. Nach einem Gesamtüberblick über das auf der Besichtigungsfahrt Gesehene wurde über neue Verfahren gesprochen, die sich auf allen Gebieten des Bauwesens anbahnen und teilweise schon die erste Probe bestanden haben.

Im Wohnungsbau steht der Hohlblockstein mit der Schüttbetonbauweise im schärfsten Wettbewerb mit der Ziegelbauweise. An Hand guter Lichtbildaufnahmen wurde die Schüttbauweise in der praktischen Ausführung gezeigt. Für einen Beton mit Haufwerkporigkeit scheint die Korngröße 7 bis 15 mm am besten geeignet zu sein. Als Bindemittel wird ein Z 325 empfohlen. Bei Verwendung von Ziegelsplitt muß besondere Vorsorge getroffen werden, daß der Beton infolge der Wasseraufsaugfähigkeit nicht verdurstet. Die erzielten Festigkeiten lassen es ratsam erscheinen, die Begrenzung auf fünf Geschosse gemäß DIN 4232 abzuändern und eine größere Zahl von Geschossen zuzulassen.

Der Schüttbeton scheint nicht überall lagenweise in die Schalung eingebracht zu sein. Eine große Reihe von Aufnahmen ließ an Pfeilern und unter den Fensterbänken deutlich schräge, unter 45° verlaufende Schüttflächen erkennen. Stärkere Schwindrisse sind nirgends bei Dehnungsfugenabständen bis zu 25 m festgestellt worden.

Hinsichtlich der Baustelleneinrichtung ist der Handbetrieb mit leichter Schalung und leichtem Gerät genau so vertreten wie der Einsatz von Großgerät mit großen Schaltafeln. Besondere Bedeutung erlangt die Erkenntnis, daß für die Schüttbauweise sich alle in der Bauwirtschaft gebräuchlichen Schalungsformen verwenden lassen, d. h. die übliche Tafelschalung aus Holz, die Stahlschalung, die Gleitschalung und die Drahtschalung. Die Ansicht, daß eine Schüttbauweise nur unter Verwendung von Gitterschalung möglich ist, ist damit widerlegt. Eine Überprüfung der DIN 4232 betr. Bevorzugung der Drahtschalung wäre wünschenswert. Bei allen Schalarten ist die Leistung gleich: je Woche ein Geschöß einschließend die Decken.

Der mit sehr guten Lichtbildern erläuterte Vortrag mußte leider infolge vorgeschrittener Zeit frühzeitig abgebrochen werden.

Drechsel

DNA-Arbeitsausschuß Betondachsteine

Am 14. Juli 1949 fand in Boppard unter der Obmannschaft von Prof. Dr.-Ing. A. Hummel, Aachen, eine Sitzung der Mitarbeiter aus den Westzonen des DNA-Arbeitsausschusses Beton-

dachsteine statt. Dabei wurden die auf Grund der Veröffentlichung in den Fachzeitschriften eingegangenen Einsprüche zu DIN 1117 „Betondachsteine, Falzstein“ und DIN 1118 „Betondachsteine, Pflanne“ eingehend beraten und eine Neufassung beschlossen. Für den Falzstein wurden folgende Maße festgelegt: Deckbreite 200 ± 3 mm, Länge 400 ± 5 mm, Dicke 11 ± 1 mm. Geringe Änderungen in den Abmessungen der Falze, Nasen und Rippen sowie im Querprofil wurden beschlossen, so daß die Falzsteine ohne Kopfverschluß sowohl von links wie von rechts deckbar sind, und eine Eindeckung auch im Verband möglich wird.

DIN 1118 soll auf eine Pflanne mit Falz erweitert werden und nochmals zur Stellungnahme veröffentlicht werden. Die Neufassungen sollen noch den Mitarbeitern aus der Ostzone und aus Berlin vorgelegt werden.

Für DIN 1115 „Betondachsteine, Gütebedingungen“ wurde beschlossen, lediglich eine kurzgefaßte Gütenorm herauszubringen, welche die Begriffe, Bezeichnungen, Güteanforderungen, Prüfverfahren und Überwachung enthält.

Ein Betonschaden und seine Ursachen.

Der im folgenden geschilderte Fall ereignete sich in der jüngsten Zeit und ist ein Beispiel dafür, daß die Feststellung einer Schadensursache manchmal nicht ganz einfach ist und daß auch das Unwahrscheinliche bei derartigen Untersuchungen in Betracht gezogen werden muß.

In einem Lagerhaus war eine Stahlbetondecke betoniert und nach 30 Tagen ausgeschalt worden. Beim Ausschalen zeigte sich, daß ein Mittelfeld und die angrenzenden Unterzüge dunkel und naß aussahen. Da Teile des Betons an der Schalung haften geblieben waren, schien das Deckenfeld an der Unterseite rauh, während bei 2 Unterzügen sogar die unteren Bewehrungsseile frei lagen. Der Beton ließ sich mit der Hand abbrechen und zerbröckeln. Abb. 1. Die übrigen Felder und Unterzüge zeigten das normale Aussehen erhärteten Betons, waren klingend hart und gegen die schadhafte Teile der Decke



Abb. 1. Seitenansicht eines Teiles der Schadensstelle. Die Aufnahme wurde 2 Wochen nach dem Entschalen hergestellt. Trotzdem inzwischen der Beton getrocknet war, heblt sich der zuckerhaltige Beton noch deutlich dunkel von dem übrigen Beton ab.

scharf abgegrenzt. Der Schaden war beträchtlich, denn es war nötig, auch einige einwandfrei betonierete Deckenfelder abzureißen, weil sie auf schadhafte Unterzüge aufbetoniert waren.

Sofort nach dem Entschalen wurde die Forschungsstelle für Straßenbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, die seit Kriegsende im Rahmen des Staatlichen Materialprüfungsamtes Aachen zunächst die Baustoffprüfungen des Bezirkes übernommen hatte, mit der Klärung der Schadensursache beauftragt. Eine Ortsbesichtigung und Besprechung mit dem Bauherrn und dem Unternehmer ergab folgendes:

Zum Anmachen des Betons wurde Leitungswasser verwendet, das unmittelbar der Mischung zugesetzt wurde. Als Bindemittel diente Normen-Portland-Zement. Er entstammte einer Lieferung und war in Papiertüten verpackt, die jeweils erst bei Verwendung geöffnet wurden. Der Zuschlagstoff war Rheinkies aus 2 verschiedenen Lieferungen. Der größte Teil der Decke war mit Rheinkies hergestellt, der erst kurz vor dem Betonieren angeliefert wurde. Es war aber auch auf Wunsch des Bauherrn Kies verwendet worden, der seit Monaten neben der Baustelle lagerte. Zur Zeit des Betonierens herrschte vermutlich Frost. Dem Beton waren nach Angabe des Unternehmers 300 kg Zement pro m^3 zugesetzt worden.

Der Bauherr vertrat die Ansicht, daß ein Verschulden der Baufirma vorliege, da sie bei zu tiefen Temperaturen betoniert habe.

gegen wies der Unternehmer darauf hin, daß die unbeschädigten Teile der Decke bei ähnlichen Witterungsverhältnissen hergestellt worden seien. Er nahm an, daß der Schaden durch den Kies der ersten Lieferung entstanden sein könnte, der durch lange Lagerung mittelbar neben Oelfässern und dgl. vielleicht verschmutzt sei.

Die Ansichten waren gleich unwahrscheinlich. Eine Schädigung durch Frost würde kaum zu den beobachteten Erscheinungen geführt haben, und eine Verschmutzung des Zuschlags durch Oel hätte schon augenfällig sein müssen, um derartige Folgen zu haben.

Es konnte festgestellt werden, daß während des Betonierens die Temperatur wenig unter 0°C lag. Einige zur selben Zeit auf der anderen Baustelle des Ortes hergestellte Betonwürfel wiesen niedrige Druckfestigkeiten auf.

Untersuchungen von Betonproben ergaben einen Zementgehalt über 300 kg/m^3 und ein Raumgewicht von etwa $2,2\text{ kg/dm}^3$. Auch waren weder Oel noch Humus nachweisbar. Eine Prüfung des verdichteten Zementes ergab keine Beanstandungen.

Da die einzelnen Komponenten des Betons und die Verarbeitung einwandfrei waren und Frost als Schadensursache nicht in Frage kam, mußten irgendwelche betonschädigende Fremdstoffe während des Betonierens in die Mischung geraten sein. Da es sich nur um kleine Mengen handeln konnte, mußten diese Stoffe sehr stark auf den Beton einwirken.

Es ist nun bekannt, daß insbesondere Zucker schon in geringen Mengen den Beton vollständig zu zerstören vermag. Zucker ist aber rationiert, man geht sehr vorsichtig damit um und wird ihn nicht in nennenswerten Mengen in Verlust geraten lassen. Obgleich er im vorliegenden Fall eine Betonschädigung durch Zucker ziemlich unwahrscheinlich war, wurden einige Betonbrocken auf Zucker untersucht. Es konnte einwandfrei Zucker nachgewiesen werden.

Die Schadensursache war damit geklärt, nicht allerdings die Frage, ob der sorgsam gehütete Zucker in den Beton gekommen war.

Bei der Rücksprache mit dem Bauherrn ergab sich nun, daß zur Zeit des Betonierens im Lagerhaus ein kleinerer Zuckerdiebstahl festgestellt worden war. Die ganze Anlage des Diebstahls wies darauf hin, daß er von Bauarbeitern begangen wurde. Da eine Untersuchung in Aussicht stand, waren die Täter genötigt, den Zucker so schnell wie möglich verschwinden zu lassen, soweit sie ihn noch nicht geschafft hatten. Das Nächstliegende war, ihn in den Beton zu geben, was sie auch ohne Kenntnis der Folgen taten.

Dr.-Ing. H. Heimbüchel.

Versuch mit Trümmersplitt im Brückenbau.

Bei dem Neubau der während der letzten Kämpfe bis auf die äußerste Mauerwerk bestehenden Stirnbögen völlig zerstörten Marchbrücke über den Landwehrkanal in Berlin-Charlottenburg wurde u. W. erst- und zweitmalig im Brückenbau für die Herstellung des Stahlbetongewölbes Ziegelsplitt verwendet. Das zerstörte Bauwerk war ein $25,8\text{ m}$ weit gespanntes, bewehrtes Betongewölbe mit 3 Gelenken. Auch der neue Bau wurde Dreigelenkbogen ausgeführt, da mit Rücksicht auf die erhaltenen Pfeiler die für einen Zweigelenkbogen nicht günstige Bogenform beibehalten werden mußte. Die Widerlager nebst den Gelenksteinen der Pfeiler waren ebenfalls unverseht geblieben. Da hier ausnahmsweise festgestellt wurde, daß sich auf der Brücke 2 Raupenfahrzeuge mit je 5 t Gewicht kreuzen können sollten, war eine verhältnismäßig kräftige Bewehrung erforderlich. Die verlangten Würfel Festigkeiten betrugen 300 kg/cm^2 für die $1,0\text{ m}$ langen Gelenkstücke und 150 kg/cm^2 für den übrigen Gewölbebeton. Städtischerseits war vorgesehen, hier erstmalig im Brückenbau als Zuschlagstoff im maschinellen Großbetrieb Ziegelsplitt zu verwenden. Die an dem Bau interessierte Bauverwaltung erhob hiergegen zunächst Einspruch und gab ihre Bedenken erst auf, als sich herausstellte, daß die Anfuhr geeigneten Kieses in den benötigten Mengen nur mit großen Schwierigkeiten durchzuführen und den Fortgang des Baues um Monate zu verzögern drohte. Allerdings mußte für das Feinkorn Kiessand verwandt werden, da bei Belastung des Ziegelmehles, das übrigens für die Herstellung von Dachziegeln ausgesiebt wurde, die erforderlichen Festigkeiten nicht erreicht werden können. Die Zuschlagstoffe bestehen daher zu je 25% aus Basaltsplitt von 3 bis 7 mm , bzw. 8 bis 30 mm Korngröße und zu 50% aus Kiessand von 0 bis 3 mm , die Siebkurve, die sich bei den vorgenannten Prüfungen als beste ergab, liegt, wie dies auch Professor D. festgestellt hat, wesentlich höher als es der Kurve D nach DIN 1045 entspricht und verläuft etwa entsprechend der Kurve E.

Die Betonmischung besteht je m^3 fertigen Beton aus 300 kg Zement, 15 kg Kiessand, $687,5\text{ kg}$ Ziegelsplitt und 407 l Wasser. Die Druckfestigkeitsproben ergaben nach 28 Tagen nur wenig streuende Werte von 150 bis 220 kg/cm^2 und lagen mit durchschnittlich 205 kg/cm^2 betragsmäßig über dem geforderten Wert von 150 kg/cm^2 .

Für die Gelenkstücke wurde Kies unter Zusatz von Basaltsplitt verwandt. Die Betonierung des Gewölbes wurde in 7 Längslamellen von je $2,7\text{ m}$ Breite durchgeführt, die Betonierung jeder Lamelle in einem bis zu 12 Stunden dauernden Arbeitsvorgang. Bei der Ausrüstung des Gewölbes traten meßbare Senkungen nicht auf. Die größten festgestellten Werte betragen 5 mm und lagen damit, wie Messungen an anderen Punkten zeigten, innerhalb der Meßgenauigkeit.

Die Brücke, über die auch die Straßenbahn geführt wird, wurde Anfang Oktober 1947 dem Verkehr übergeben. Angesichts der Bedeutung einer möglichst wirtschaftlichen Trümmerbeseitigung durch die Verwendung von Ziegelsplitt soll hier auf Grund einer im Februar d. J. vorgenommenen eingehenden Untersuchung besonders betont werden, daß entgegen kürzlich aufgetauchten Behauptungen der Gewölbebeton weder an den Arbeitsfugen noch an anderen Stellen irgendwelche Risse oder sonstige Veränderungen aufweist.

Die guten Ergebnisse bei der Marchbrücke haben zur Folge, daß vom Brückenbauamt der Stadt Berlin weitgehend von dieser Möglichkeit der Trümmerverwertung Gebrauch gemacht wird, soweit nicht mit Rücksicht auf beschränkte Bauhöhen usw. wesentlich höhere Festigkeiten erforderlich sind. Günstig wirkt sich in vielen Fällen auch das geringere spezifische Gewicht des Ziegelsplittbetons aus, da auf den teilweise zerstörten stählernen Brücken, die in alter Form instandgesetzt werden, vielfach Holzpfaster verlegt war, das nun durch Asphalt auf Beton ersetzt werden muß. Hier sind Würfel Festigkeiten von 120 kg/cm^2 ausreichend, die auch mit einem Zementgehalt von 225 kg/cm^2 erreicht werden können, wenn das Ziegelmehl ausgeschlossen bleibt.

Dipl.-Ing. Struve.

Eine Fabrik mit Schalendächern in Süd-Wales

(Auszug aus „Concrete and Constructional Engineering“, Sept. 1949)

In Brynmawr, Süd-Wales, ist ein neues Fabrikgebäude für die Brynmawr Rubber, Ltd., im Bau. Die Fabrik umfaßt mit Nebengebäuden eine behaute Fläche von $99 \times 137\text{ m}$. Das bemerkenswerteste am Bau sind die Schalenskuppeln über dem Hauptraum. Dieser hat eine Bodenfläche von 7150 m^2 . Auf der Nordseite schließt sich der Drogenraum und auf der Westseite der Mühlenraum an.

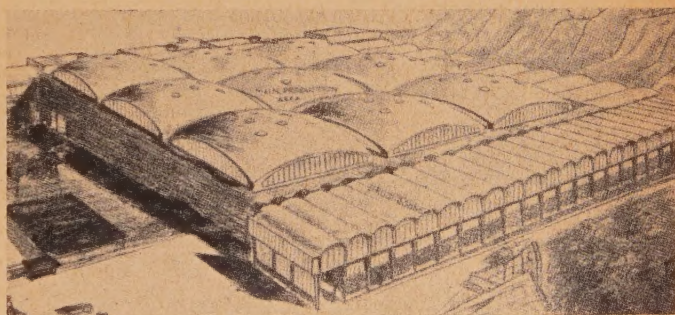


Abb. 1. Schaubild der Fabrikanlage.

(Abb. 1). Längsschnitt durch den Hauptraum zeigt Abb. 2. Unter dem Hauptraum befindet sich ein Vorratskeller, dessen Fußboden aus einer $17,5\text{ cm}$ starken Stahlbetonplatte auf 10 cm Kiesbettung besteht. 150 runde Säulen von 45 cm Durchmesser tragen den Fußboden des Fabrikraumes. Jede dieser Säulen ist auf einem Betonpfahl gegründet. Die Betonpfähle haben 37 oder 48 cm Durchmesser. Die Längen betragen bis zu $7,50\text{ m}$. Die dünneren Pfähle haben eine Tragfähigkeit von 40 t , die stärkeren von 60 t . Stärker belastete Säulen, insbesondere die, die die Kuppel tragen, sind auf zwei oder mehr Pfählen gegründet.

Der Fußboden des Fabrikraumes ist eine Platte von im allgemeinen 19 cm Stärke. Die stützenden Säulen stehen in einem allseitigen Abstand von $5,75\text{ m}$. Die Nutzlast ist 1000 kg/m^2 und bewegliche Kräne von 5 t Achsdruck. Die Bewehrung der Platte besteht aus gedrehtem Vierkantstahl und Rundstahl 12 mm Durchmesser.

Die neun Schalenskuppeln, die den Hauptraum überdachen, sollen die bisher größten sein. Jede Kuppel ist im Grundriß rechteckig mit den Abmessungen $27 \times 21\text{ m}$. Der Scheitel jeder Kuppel ist $2,40\text{ m}$ über der Kämpferlinie. Die Kuppeln sind nach zwei Halbmessern gewölbt, in der Längsrichtung mit $32,4\text{ m}$ und in der Querrichtung mit $24,9\text{ m}$. Als Belastung wurde 80 kg/m^2 angenommen, im Verlaufe des Baues wurden sie aber bereits stärker belastet, ohne daß Durchbiegungen beobachtet wurden. Die Schale ist im allgemeinen $7,5\text{ cm}$ stark. Die Spannungen sind fast ausschließlich Druckspannungen, nur in den Ecken treten Zugspannungen auf. Die Bewehrung besteht aus zwei Lagen Baustahlgewebe von 15 cm



Abb. 2. Längsschnitt durch den Hauptraum mit den 27 x 21 m weitgespannten Schalenkuppeln.

Maschenweite und 18 kg/m² Gewicht. Quer zu den Ecken sind Eisen von 12 mm Durchmesser verlegt. In den Kuppeln sind kreisrunde Oberlichter ausgespart (Abb. 4). Die Oberfläche des Daches soll zwei Lagen Dachpappe erhalten, die mit weißem Derbyshire-Feldspatgrus bestreut ist. An die Unterfläche soll 1 cm Asbest angespritzt werden.

Die Kuppeln werden auf jeder Seite von einem Stahlbetonträger getragen (Abb. 3). Von den vier Trägern sind die größeren 27 m, die kleineren 21 m weit gespannt. Die Breite der stark bewehrten Träger ist 22,5 cm. Die Betonüberdeckung ist mindestens 2,5 cm

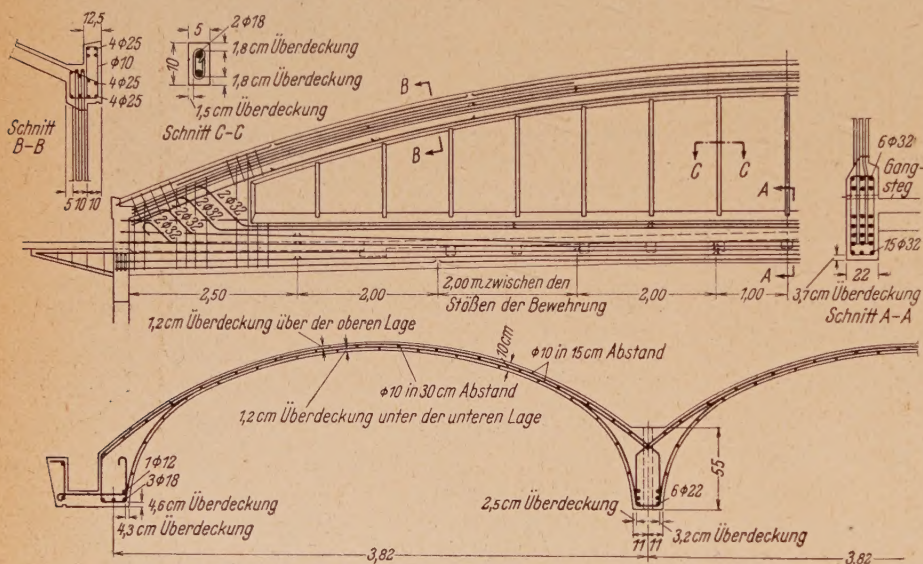


Abb. 3. Bewehrung der Stahlbetonwandträger der Kuppeln und der Schalengewölbe über dem Drogenraum.

stark. Der Obergurt der Träger folgt der Krümmung der Kuppel, der Untergurt ist waagrecht. Die Gurte werden durch 18 Stahlbetonhängestangen verbunden, deren Querschnitt 10 x 15 cm ist, und die mit zwei Rundeseisen von 18 mm Durchmesser bewehrt sind. Die Enden jedes Trägers sind auf geneigten rechteckigen Stützen aufgelagert. Abb. 5 zeigt eine Ecke der Unteransicht der Decke. Man erkennt die Dachhaut, die Enden zweier Träger und die Häupter der geneigten Stützen. Auch auf Abb. 2 sind die geneigten Stützen zu sehen. Die Hauptbewehrung am Ende jedes Trägers wird in den anschließenden Träger eingeführt, so daß ein geschlossener Ring rund um den Rand der Kuppel geführt wird. Je zwei geneigte Stützen stoßen auf dem Fußboden des Fabrikationsraumes zusammen. Sie werden gemeinsam von einer T-förmigen Säule getragen, deren Flansch 2,10 m lang

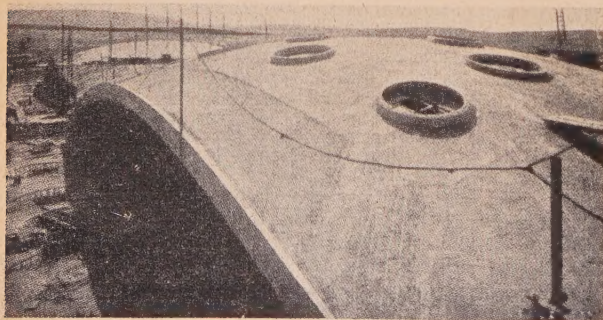


Abb. 4. Schaubild der Kuppeln mit den runden Oberlichtern.

und 22 cm stark, und deren Steg 3,60 m lang und 44 cm stark ist (Abb. 2).

Vor der Ausführung der Lehrgerüste wurden Probeerüste entworfen und belastet. Es wurden dann Lehrgerüste für zwei von den neun Kuppeln hergestellt. Sie bestanden aus einem Stahlunterbau und einer Lage von Aluminiumrohren, die an Ort und Stelle nach der Krümmung der Kuppel gebogen

wurden. Die Aluminiumrohre wurden paarweise angeordnet, wobei der Abstand innerhalb der Paare 10 cm und von Paar zu Paar 60 cm betrug. Die Rohre tragen die Stahlschalung, die aus Tafeln von 60 x 60 cm Größe besteht.

Der Betonierungsvorgang spielte sich wie folgt ab:

1. Der Untergurt des Stahlbetonträgers.
2. Der Obergurt des Trägers bis Unterkannte Kuppelschale.
3. Der obere Teil des Obergurts und die Kuppelschale auf 3 m Breite vom Träger entfernt.
4. Der Rest der Schale.

Die Abschnitte 2 bis 4 wurden in zwei Tagen mit Hilfe zweier Mischmaschinen ausgeführt. Die Schalung wurde nach 10 Tagen entfernt. Es wurde hochwertiger Zement verwendet. Das Betonieren der ersten Kuppel begann am 7. April 1949, die neunte wurde Anfang August vollendet.

Das Dach über dem Drogenraum besteht aus 26 korbboogenförmigen Schalengewölben von 3,82 m Weite und 15,9 m Länge (Abb. 3).

Das Dach über dem Mühlenraum besteht aus 10 Korbboogen-Schalengewölben von 9 m Weite und 20,50 m Länge, wovon 1,35 m über die Aussteifungsrippen ausragen. Die Schalen sind 7 cm dick und enthalten vier Lagen Bewehrung, hauptsächlich 10 mm Durchmesser.

Für die Kuppeln wurde hochwertiger Zement, scharfer Sand und ungebrochener Kies verwendet. Das Mischungsverhältnis war für diese nach Raumteilen 1:2¹/₅:3¹/₅. Die Festigkeit sollte nach sieben Tagen 210 kg/cm² betragen.

Weiß.

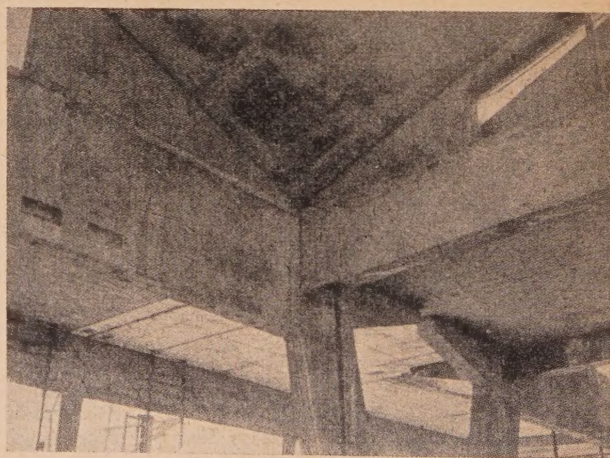


Abb. 5. Unteransicht des Kuppeltragwerkes.

Neuerungen an der Betonspritzmaschine.

Beim Betonspritzverfahren wird ein trockenes Zement-Sandgemisch durch eine Spritzmaschine in einen Druckluftstrom eingeführt, durch den am Ende der Schlauchleitung aus einer Düse unter Zufuhr des Anmachwassers der Beton ausgespritzt wird. In der Spritzmaschine

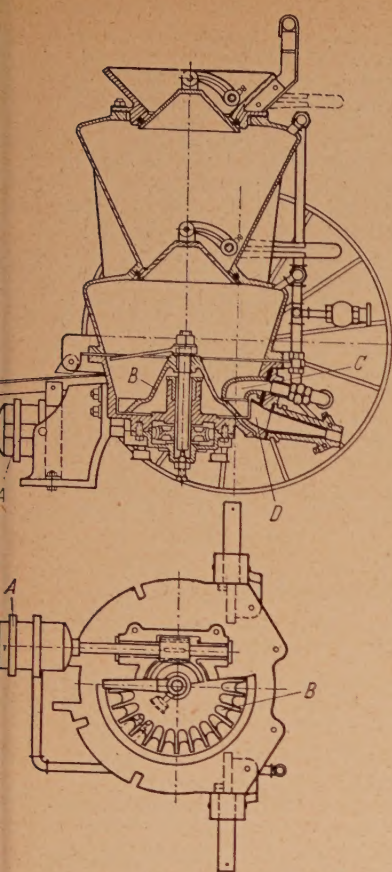


Abb. 1. Universal-Betonspritzmaschine.
A Druckluftmotor, B Zellenrad,
C Lufteintrittsstutzen, D Gemisch-Austrittsstutzen.

(s. Abb.) befinden sich übereinander zwei durch Glockenventile abgeschlossene Kammern, von denen die obere als Schleuse und die untere als Arbeitskammer dient. Das Zement-Sandgemisch gelangt durch abwechselndes

Oeffnen der Glockenventile in die Arbeitskammer. Am Boden dieser Kammer dreht sich das durch den kleinen Druckluftmotor A angetriebene Zellenrad B, das das Gemisch unter dem Lufteintrittsstutzen C und über dem Gemischaustrittsstutzen D in den Druckluftstrom bringt.

Bisher wurde die Spritzmaschine nur in einer Größe gebaut. Um aber auch mit einem kleineren Kompressor auszukommen, hat man jetzt noch eine kleinere Ausführung entwickelt (s. Zahlentafel). Außerdem ist die neue, größere Maschine so eingerichtet, daß sie mit wenigen Handgriffen auf der Baustelle durch Auswechseln des Zellenrades, des Lufteintritts- und des Gemisch-Austrittsstutzens gegen andere kleinerer Abmessungen in die kleinere Maschine umgebaut werden kann. Ferner kann man auf die gleiche grundsätzliche Art die Leistung

leistung des Kompressors, anges. Luft
Druck
Leistung bei einer 2 cm dicken
Schicht
Sandkorngröße
Durchmesser des Spritz-
schlauches

m ³ /min	4,5	3,0
atü	2,5—3,5	2,5—3,5
m ² /8h	260	120
mm	8	5
mm	32	25

der größeren Maschine um 75 bis 80% steigern. Dadurch werden eine Anpassung an den jeweils vorhandenen Kompressor und eine bessere Ausnutzung der Maschine erreicht.

Dipl.-Ing. Riedig.

Preiswettbewerb 1950

Anlässlich des 30. Jahrestages ihrer Gründung veranstaltet „Arcos“ ein internationales Preiswettbewerb, das 3 Preise mit einem Gesamtbetrag von 125 000 belg. Frs. und 5 Anerkennungen zu je 10 Frs. aussetzt.

Gegenstand sind nach Wahl des Verfassers Arbeiten, die sich mit Fragen der Lichtbogenschweißung befassen, die im einzelnen aufgeführt werden. Einreichungsfrist 1. Mai 1950. Die Beteiligung deutscher Fachleute wird als besonders erwünscht bezeichnet. Die Bedingungen des Preiswettbewerbs können bezogen werden durch die Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H., Aachen, Jülicher Straße 122—134.

Teilung des Fachnormenausschusses Bauwesen im DNA

(Geschäftsstelle Bamberg, Wilhelmsplatz 3).

FA-Arbeitsausschuß „Vorgespannte Bauteile“

Am 28. Oktober 1949 wurde unter der Obmannschaft von Prof. Dr. H. R. Müller in Berlin der 6. Entwurf der „Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonteile“ im Kreise von Fachleuten eingehend beraten. Die Rücksprache ergab, daß über die wesentlichen Punkte des Entwurfs Übereinstimmung besteht, jedoch die Fassung einiger Abschnitte nochmals überprüft werden muß. Der Entwurf wird Anfang 1950 mit einer wegen seiner großen Bedeutung längeren Einspruchsfrist der Öffentlichkeit zur Stellungnahme unterbreitet werden*).

* Der Entwurf wird in B. u. St. veröffentlicht werden.

Fragekasten¹⁾

Frage Nr. 1.

In DIN 1045 § 25 3 b heißt es:

Bei der Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderungen aller Tragwerke ist die mitwirkende Druckplattenbreite im allgemeinen anzunehmen.

a) bei beiderseitigen Plattenbalken

$$b = 6d + 2b_s + b_0$$

aber nicht größer als der Abstand der Feldmitten usw.

In dieser Vorschrift ist ausdrücklich von einer mitwirkenden Druckplattenbreite gesprochen. Nimmt man nun den einfachsten Fall eines Balkens auf drei Stützen, so ist klar, daß im Bereich positiver Momente die Platte tatsächlich als Druckplatte wirksam wird, im Bereich negativer Momente kann man aber, selbst unter Zugrundelegung des Zustandes I, von einer Druckplatte nicht mehr reden, sondern höchstens von einer wirksamen Zugplattenbreite.

In der Literatur z. B. Löser, Bemessungsverfahren, Aufl. 10, S. 250 wird dagegen der Plattenbalkenquerschnitt auch im Bereich negativer Momente in Rechnung gestellt. — Rechnet man dagegen im Feld mit einem Plattenbalkenquerschnitt und über der Stütze mit einem Rechteckquerschnitt, so ergibt sich eine Abnahme der Stützmomente, die bis zu 20% betragen kann, und eine Zunahme der Feldmomente. Dieses Ergebnis ist durchaus erwünscht, da nur für die Bemessung im Felde eine wirksame Plattenbreite von $b = 12d + 2b_s + b_0$ zur Verfügung steht, während über der Stütze nur der Rechteckquerschnitt für die Bemessung wirksam ist.

Meine Frage lautet daher: Wie ist die DIN-Vorschrift auszulegen?

Karl-Heinz Lutz.

Antwort zur Frage Nr. 1 über die Auslegung der DIN 1045.

Die Anfrage des Herrn Lutz rührt offenbar daher, daß tatsächlich in den „Bestimmungen“ Teil A, § 25, Ziff. 3b, insofern eine etwas unglückliche Ausdrucksweise besteht, als für die Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Tragwerke von einer „Druckplattenbreite“ gesprochen wird, während es viel richtiger einfach „Plattenbreite“ heißen sollte, so daß der Satz lauten würde:

„Bei der Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderungen aller Tragwerke (vgl. § 17): ist die mitwirkende Plattenbreite im allgemeinen anzunehmen.“...

Für die Berechnung des Trägheitsmoments eines Plattenbalkens ist es einerlei, ob die Platte des Plattenbalkens oben oder unten ist, d. h. es ist einerlei, ob dieselbe Druck- oder Zugplatte ist, da für die Ermittlung des Trägheitsmoments der Querschnitt immer nach Stadium I in Frage kommt, und zwar heißt es in § 17, 4. Abs.:

„Das Trägheitsmoment ist hierbei aus dem vollen Betonquerschnitt mit oder ohne Einfluß des zehnfachen Stahlquerschnitts zu ermitteln.“

1. Hat ein Plattenbalken sowohl im Feld als auch über der Stütze denselben Querschnitt, d. h. dieselbe Höhe und dieselbe Breite der Platte (also beidemale Platte oben), so ist das Trägheitsmoment sowohl im Feld als auch an der Stütze dasselbe.

2. Ist — rein theoretisch gesehen — der Querschnitt des Plattenbalkens so gehalten, daß die Platte im Feld oben, aber über der Stütze unten liegt (im übrigen mit ganz denselben Abmessungen des Stügs und der Platte), so ist auch dann gleiches Trägheitsmoment vorhanden, und zwar auf die ganze Stablänge. Dieser Fall tritt jedoch konstruktiv sehr selten auf.

3. Handelt es sich um einen Ueberzug, wo also auch im Feld die Platte unten ist, dann ist wieder überall gleiches Trägheitsmoment vorhanden.

4. Lediglich bei der Bemessung von Plattenbalken, die bekanntlich nach Stadium II, also mit gerissener Zugzone, stattzufinden hat, ist es natürlich wichtig, ob die mitwirkende Platte auf der druckbeanspruchten Seite oder auf der zugbeanspruchten Seite liegt. Im ersten Fall erfolgt die Bemessung für einen Plattenbalkenquerschnitt (nach A. § 25, Ziff. 3a) mit der dort angegebenen vergrößerten Plattenbreite. Im zweiten Fall handelt es sich einfach um einen Rechteckquerschnitt, wo lediglich der Stügs als „Plattenbreite“ einzusetzen ist.

Kleinlogel.

¹⁾ Der Fragekasten wurde eingerichtet, um die Möglichkeit zu bieten, Fachfragen anzuschneiden, deren Beantwortung für unsere Leser wichtig ist und dem technischen Fortschritt dient.

Die Schriftleitung.

Bücherschau

Drechsel, Walther: **Der Baustoff Beton, Grundlagen und Beiträge zur Steigerung der Güte**. IV, 76 S. mit 77 Textabb. u. 6 Taf. Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn. Preis: Geh. 6,— DM u. Porto.

Dem Verfasser ist es gelungen, in glücklicher und übersichtlicher Gliederung alles Wissenswerte über den Baustoff Beton auf knappem Raum zusammenzufassen. Er behandelt getrennt die Rohstoffe des Betons, seinen Aufbau, seine Zubereitung, Verarbeitung und Nachbehandlung. Neue Literatur über Erfahrungen mit dem Beton, sowie amtliche Bestimmungen und Veröffentlichungen finden weitgehende Berücksichtigung und Erläuterung.

Besonders wesentlich erscheinen die praktischen Hinweise auf die verschiedenen Prüfverfahren für Bindemittel, Zuschlagstoffe und fertige Mischung. Der Abschnitt über die für die Verarbeitbarkeit und Güte des Betons besonders wichtige Kornzusammensetzung ist sehr ausführlich gehalten und mit zahlreichen Abbildungen und Tafeln ausgestattet.

Eine Anzahl von weitverbreiteten Fehlern bei der Zubereitung und Verarbeitung des Betons gefährden seine Festigkeit und Güte. Die Hinweise des Verfassers auf diese Fehler und seine Ratschläge zu ihrer Vermeidung verdienen Beachtung.

Das Buch wird dem Bauführer und Ingenieur auf der Baustelle ein wichtiges Hilfsmittel sein, eignet sich aber auch hervorragend zum Gebrauch an technischen Lehranstalten. Drechsel befürwortet eine vorausschauende Planung an Stelle der gerade auf kleinen und mittleren Baustellen oft zu beobachtenden Behelfsmaßnahmen. Wird dieses Ziel erreicht, so geht damit ein begreiflicher Wunsch des Verfassers in Erfüllung.

Misch.

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Teil A—J. Ausgabe 1943, und Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern und in Meerwasser. 3. berichtigte und erweiterte Auflage. Stand Mai 1949. DIN A 5, XII, 164 S. mit 86 Textabb. und Gesamt-Stichwortverzeichnis. Berlin 1949, Wilh. Ernst & Sohn. Geheftet DM 5,—.

Gegenüber der 2. Auflage ist die vorliegende Ausgabe der deutschen Stahlbetonbestimmungen, abgesehen von kleineren Textänderungen und -ergänzungen sowie Berichtigungen von Druckfehlern, durch die DIN-Blätter 4231 und 4232 erweitert worden. Wie schon in der ersten Auflage wird in Fußnoten häufig auf den Ziegelsplittbeton hingewiesen, der im Rahmen der Trümmerschuttverwertung in Deutschland für den Wiederaufbau von besonderer Bedeutung ist. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß es wünschenswert erscheint, hier zusätzlich alsbald nach ihrer Fertigstellung die „Bestimmungen für Herstellung und Verwendung von Ziegelsplittbeton“ aufzunehmen, die als DIN 4163 das Merkblatt des Ausschusses für Trümmerverwertung (Verlagsgesellschaft Max Lipfert, Berlin) ersetzen sollen.

Das in diesem Rahmen neue DIN-Blatt 4231, „Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten, Richtlinien für Ausführung und Berechnung“, gibt Hinweise auf die Voraussetzungen und die Entwurfsgrundlagen, die für die Ausführung der notwendigen Ausbesserungsarbeiten erforderlich sind. Es werden eingehend die zulässigen Belastungs- und Spannungsannahmen sowie geeignete Verfahren zur praktischen Durchführung der Arbeiten bescprochen. Besondere Beachtung verdienen die Ausführungen über die Weiterverwendbarkeit der durch Feuer beanspruchten Bewehrungsstähle.

DIN 4232 „Geschüttete Leichtbetonwände für Wohn- und andere Aufenthaltsräume, Richtlinien für die Ausführung“, definiert zunächst den Anwendungsbereich und die in Frage kommenden Zuschlagstoffe. Wärmeschutz, Schallschutz und die Güteklassen des Betons werden behandelt. Rechnungsgewichte und zulässige Spannungen sind in einer Tafel zusammengefaßt; geeignete Maßnahmen zur Vermeidung von Schwind- und Setzrissen werden bescprochen. Bereitung und Verarbeitung des Betons, Nachbehandlung und Oberflächenbehandlung werden eingehend erörtert.

Von hohem Wert für die praktische Arbeit gerade bei dem von Auflage zu Auflage ständig wachsenden Umfange des Buches ist das Gesamtstichwortverzeichnis.

Die scharfe Konkurrenz auf dem Bauparkt läßt die Kenntnis des vorliegenden Buches besonders wichtig erscheinen, um dem Betonfachmann eine Grundlage für eine im Rahmen der neuesten Bestimmungen gewissenhafte und wirtschaftliche Planung und Durchführung seiner Arbeiten zu geben.

Misch.

Kleinlogel, Adolf: **Der Stahlbeton in Beispielen. Heft 1: Einfeldplatten, Freiaufliegende, teilweise eingespannte und kreuzweise bewehrte Platten einschl. Stahlsteindecken**. IV, 64 S. mit 75 Textabb., 4 Taf. u. 12 Zahlenbeispielen. Berlin 1949, Wilh. Ernst & Sohn. Preis: Geh. 4,60 DM und Porto.

In 12 Zahlenbeispielen werden freiaufliegende, teilweise eingespannte und kreuzweise bewehrte Platten einschl. Stahlsteindecken berechnet und ihre Bewehrung und Konstruktion klargestellt. Die Beispiele sind nicht besonders herausgesucht, und zurechtgeschnitten, sondern der lebendigen Praxis entnommen. Jeder Tag kann der Betonfachmann vor solche Aufgaben stellen. Die Berechnungen sind so übersichtlich und allgemeinverständlich unter ausführlichen Hinweisen auf die neuesten Bestimmungen und DIN-Vorschriften gehalten, daß sie auch dem Anfänger keine Schwierigkeiten bieten. Das Heft 1 ist daher für die angehenden Bauingenieure besonders wertvoll und wird sicher in der Studentenschaft die größte Verbreitung finden. Vielleicht wäre es zweckmäßig, etwa bei dem Beispiel 9 eine Vergleichsberechnung mit Plattenbalken anzufügen, um auf die verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten und die sich daraus ergebende Wirtschaftlichkeit hinzuweisen.

Die angekündigten weiteren Hefte des bekannten Verfassers werden mit Spannung erwartet.

A. Gockel.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Dahlhaus, Carl: **Wasserversorgung (Städtischer Tiefbau, Band II)**. VI, 134 S. mit 116 Textabb. Leipzig 1949, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft. Preis: Kart. 5,70 DM und Porto.

Graf, Otto: **Über die Herstellung und über die Eigenschaften des Betons aus Zement und Holzspänen**. 39 S. mit 9 Textabb. u. 15 Zahlentaf. Wiesbaden 1949, Bauverlag GmbH. Preis: Geh. 3,60 DM und Porto.

Laboratoriumsbücher für die chemische und verwandte Industrien, Band XXXVIII. Charisius, Kurt: **Laboratoriumsbuch für die Zementindustrie**, 2. u. 3. Aufl. VIII, 174 S. mit 38 Textabb. u. 26 Taf. Halle (Saale) 1948, Verlag Wilhelm Knapp. Preis: Geh. 11,80 DM und Porto.

Weisse, Karlheinz: **Leitfaden der Raumakustik für Architekten**. (Schriftenreihe der „Neuen Bauwelt“.) 103 S. mit 47 Textabb. u. 17 Beispielen. Berlin 1949, Verlag des Druckhauses Tempelhof. Preis: Geh. 7,80 DM und Porto.

Zeitschriftenschaufortdrucke

werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bautechnik“ und der nunmehr wieder für sich erscheinenden Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ auf vielfach geäußerten Wunsch hin ab Jahrgang 1950 hergestellt, die zum Preise von je DM 4,— und Porto für den Jahrgang abgegeben werden. Bestellungen erbitten wir nur an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

INHALT: Vorwort. — Zum Geleit. — Die Heilbronner Kanalhafenbrücke vom Jahre 1931. — Die Betontechnik des Talsperrenbaus in den Verein. Staaten von Amerika. — Die größtmöglichen Spannweiten von Bogenträgern. — Zwei neue Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton: Instandsetzung beschädigter Stahlbetonbauten - DIN 4231, Geschüttete Leichtbetonwände - DIN 4232. — Veränderungsmöglichkeiten an Stahlbetonbauten. Hebung einer geeigneten Grubenbahnbrücke. — Vermischtes: Dr. Ing. H. Bay, 25 jähriges Dienstjubiläum. — 100-Jahr-Feier der Erfindung des Stahlbetons in Paris. — Beton-Verein Berlin / Vortrag von Dr. Lydtin über Herstellung von Beton und neue Schalungsverfahren. — DNA-Arbeitsausschuß Betondachsteine. — Ein Betonschaden und seine Ursachen. — Großversuch mit Trümmersplitt im Brückenbau. — Eine Fabrik mit Schalendächern in Süd-Wales. — Neuerungen an der Betonspritzmaschine. — Arcos-Preisanschreiben 1950. — Mitteilung des Fachnormenausschusses Bauwesen im DNA: DNA-Arbeitsausschuß „Vorgespannte Bauteile“. — Fragekasten. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftenschau.

„Beton- und Stahlbetonbau“, veröffentlicht unter der Zulassung Nr. 271 der Nachrichten-Kontrolle der britischen Militärregierung, erscheint im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher 87 15 56. Schriftleitung: Reg.-Baumeister a.D. Erich Bornemann, Geschäftsführer des Deutschen Beton-Vereins, Wiesbaden, und Reg.-Baumeister a.D. Dipl. Ing. Johannes Peters, Berlin.

Monatlich ein Heft, Bezugspreis halbjährlich 14,— DM und 0.60 DM Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede Postanstalt der westlichen Besatzungszone entgegen. Desgl. jede wissenschaftliche Buchhandlung in West- und Ostdeutschland, oder der Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Postcheck-Kto. Berlin-West 16 88. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht vier Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluss abbestellt wird.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an: EPPAC, 41-45, Neal Street, London W. C. 2. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Printed in Germany. Druck: H. Heenemann K.G., Berlin-Wilmersdorf, Wilhelmstraße 22.